PETUNJUK TEKNIS

Petunjuk teknis penggunaan SNI 1729
“Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural”

Daftar Isi

Prakata

Informasi yang disajikan dalam petunjuk teknis ini telah disiapkan sesuai dengan prinsip-prinsip teknik yang diakui dan hanya merupakan informasi umum saja. Meskipun diyakini cukup akurat, informasi ini tidak boleh digunakan atau diandalkan untuk aplikasi tertentu tanpa pemeriksaan secara professional, kompeten dan verifikasi keakuratan, kesesuaian, dan penerapannya oleh seorang insinyur berlisensi profesional, desainer, atau arsitek. Publikasi material yang terkandung di sini tidak dimaksudkan sebagai representasi atau garansi pada bagian dari SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* atau dari orang lain yang tercantum disini, bahwa informasi ini cocok sebagai informasi umum atau khusus atau bebas dari pelanggaran paten atau hak paten. Siapa pun yang memanfaatkan informasi ini dianggap memenuhi semua kewajiban yang timbul dari penggunaan tersebut.

Perhatian harus dilakukan bila mengandalkan spesifikasi lain dan peraturan yang dikembangkan oleh badan-badan lain dan disusun sebagai referensi karena material tersebut dapat dimodifikasi atau diubah dari waktu ke waktu setelah pencetakan edisi ini. Penerbit tidak bertanggung jawab atas material tersebut selain untuk merujuk dan menggabungkan sebagai referensi pada saat publikasi awal edisi ini.

Bab A Ketentuan Umum

A1. RUANG LINGKUP

Petunjuk teknis ini berisi contoh-contoh desain ini dimaksudkan untuk menggambarkan aplikasi SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* dalam aplikasi seismik rendah. Untuk informasi pada aplikasi desain yang membutuhkan pendetailan seismik, lihat AISC *Seismic Design Manual*.

A2. SPESIFIKASI, TATA CARA DAN STANDAR YANG DIACU

Pasal A2 mencakup daftar spesifikasi, tata cara dan standar terdetail yang diacu di seluruh SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural*.

A3. MATERIAL

Pasal A3 meliputi daftar material baja yang disetujui untuk digunakan dalam SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural*. Standar ASTM lengkap untuk material baja yang paling umum digunakan dapat ditemukan di *Selected ASTM Standards for Structural Steel Fabrication* (ASTM, 2011).

A4. GAMBAR DESAIN STRUKTURAL DAN SPESIFIKASI

Pasal A4 SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* mensyaratkan bahwa gambar desain struktural dan spesifikasi memenuhi persyaratan AISC *Code of Standard Practice for Steel Buildings and Bridges* (AISC, 2010b).

REFERENSI BAB A

SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural*.

AISC (2010b), *Code of Standard Practice for Steel Buildings and Bridges*, American Institute for Steel Construction, Chicago, IL.

AISC (2011), *Steel Construction Manual*, 14th Ed., American Institute for Steel Construction, Chicago, IL.

ASTM (2011), *Selected ASTM Standards for Structural Steel Fabrication*, ASTM International, West Conshohocken, PA.

Bab B   Persyaratan Desain

B1. KETENTUAN UMUM

B2. BEBAN DAN KOMBINASI BEBAN

Dengan tidak adanya peraturan bangunan gedung yang berlaku, kombinasi standar beban yang akan digunakan dengan SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* ini adalah yang berasal dari SNI 1727, *Beban minimum untuk perancangan bangunan gedung dan struktur lain*.

B3. DASAR DESAIN

Bab B SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* menjelaskan dasar dari desain, baik untuk DFBK maupun DKI.

Pasal ini membahas tiga tipe dasar dari sambungan: sambungan sederhana, sambungan momen Tertahan Penuh (TP), dan sambungan momen Tertahan Sebagian (TS).

Informasi pada aplikasi dari ketentuan kemampuan layan dan genangan air dapat ditemukan masing-masing dalam SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Lampiran 2, dan penjelasan yang terkait. Contoh-contoh desain dan informasi lain yang berguna mengenai topik ini diberikan dalam AISC Design Guide 3, *Serviceability Design Considerations for Steel Buildings*, Edisi ke dua (West et al., 2003).

Informasi pada aplikasi dari ketentuan desain kebakaran dapat ditemukan pada SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Lampiran 4 dan penjelasan yang terkait. Contoh-contoh desain dan informasi lain yang berguna mengenai topik ini diberikan dalam AISC Design Guide 19, *Fire Resistance of Structural Steel Framing* (Ruddy et al., 2003).

B4. PROPERTI KOMPONEN STRUKTUR

SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Tabel B4.1a dan B4.1b memberikan daftar lengkap pembatasan rasio lebar-terhadap-tebal untuk semua komponen struktur tekan dan lentur.

REFERENSI BAB B

SNI 1727, *Beban minimum untuk perancangan bangunan gedung dan struktur lain*.

West, M., Fisher, J. and Griffis, L.G. (2003), *Serviceability Design Considerations for Steel Buildings*, Design Guide 3, 2nd Ed., AISC, Chicago, IL.

Ruddy, J.L., Marlo, J.P., Ioannides, S.A. and Alfawakhiri, F. (2003), *Fire Resistance of Structural Steel Framing*, Design Guide 19, AISC, Chicago, IL.

Bab C Desain untuk Stabilitas

C1. PERSYARATAN STABILITAS UMUM

SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* mensyaratkan bahwa perancang untuk menghitung stabilitas dari sistem struktural secara keseluruhan, dan stabilitas elemen-elemen individu. Dengan demikian, analisis lateral yang digunakan untuk menilai stabilitas harus mencakup pertimbangan dari efek kombinasi beban gravitasi dan lateral, serta inelastisitas komponen struktur, keluar-dari-ketegak lurusan, keluar-dari-kelurusan dan efek orde kedua yang dihasilkan $P-\Delta$ dan $P-\delta$. Efek dari "kolom yang tidak menjamin stabilitas struktur" juga harus diperhatikan, seperti digambarkan dalam contoh dalam bab ini.

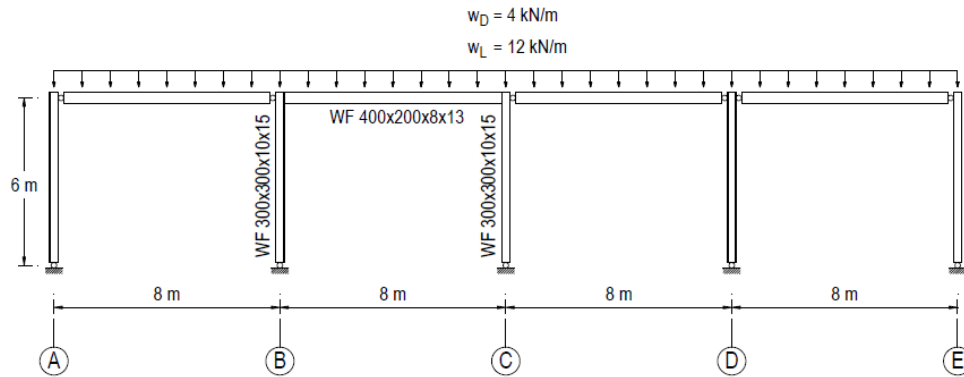
Efek $P-\Delta$ dan $P-\delta$ dijelaskan dalam penjelasan SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Gambar C-C2.1. Metode untuk menangani stabilitas, mencakup efek $P-\Delta$ dan $P-\delta$, tersedia dalam SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Pasal C2 dan Lampiran 7.

C2. PERHITUNGAN KEKUATAN PERLU

Perhitungan kekuatan perlu diilustrasikan pada contoh dalam bab ini.

CONTOH C.1A DESAIN RANGKA PENAHAN MOMEN DENGAN METODE ANALISIS LANGSUNG

Tentukan kekuatan perlu dan faktor panjang efektif kolom-kolom pada Rangka kaku seperti gambar di bawah ini untuk kombinasi pembebanan gravitasi maksimum, menggunakan DFBK. Gunakan metode analisis langsung. Seluruh komponen struktur terbuat dari material baja F_y = 250 MPa.

Kolom-kolom tidak terbreis antara tumpuan dan atap pada sumbu *x* dan *y* serta diasumsikan memiliki tumpuan sendi.

Solusi:

w_D = 4 kN/m $\qquad$ w_L = 12 kN/m

L_{span} = 8 m

F_y = 250 MPa

WF 300x300x10x15 memiliki $\quad A_g$ = 119,8 cm^2

Balok-balok pada bentang A-B, C-D, dan D-E memiliki ujung sendi dan tidak berkontribusi terhadap stabilitas lateral portal. Pengaruh $P - \Delta$ pada balok-balok tersebut tidak diperhitungkan dan direncanakan memiliki K = 1,0.

Rangka penahan momen antara grid B dan C adalah komponen pendukung stabilitas lateral sehingga harus direncanakan berdasarkan Pasal C SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural*. Walaupun kolom-kolom pada grid A, D, dan E tidak berkontribusi terhadap stabilitas lateral, gaya-gaya stabilitas kolom-kolom tersebut harus diperhitungkan dalam analisis. Untuk analisis, seluruh Rangka dapat dimodelkan seperti gambar di bawah ini. Beban-beban stabilitas kolom yang tidak menjamin stabilitas konstruksi *(leaning columns*) digabung pada satu kolom.

Berdasarkan Pasal 2 SNI 1727, *Beban minimum untuk perancangan bangunan gedung dan struktur* lain, kombinasi pembebanan gravitasi maksimum:

Metode DFBK: $\quad w_u = 1{,}2w_D + 1{,}6w_L = 24\ \dfrac{\text{kN}}{\text{m}}$

Metode DKI: $\quad w_a = w_D + w_L = 16\ \dfrac{\text{kN}}{\text{m}}$

Berdasarkan SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Pasal C2.1, untuk DFBK analisis orde kedua dan pemeriksaan kekuatan dilakukan dengan kombinasi pembebanan DFBK.

Pembebanan Gravitasi untuk Analisis Struktur Rangka

Beban gravitasi seragam untuk analisis orde kedua pada balok B-C adalah:

Metode DFBK: $w_u = 24\ \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Metode DKI: $w_{a'} = 1{,}6w_a = 25{,}6\ \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Beban-beban gravitasi terpusat untuk analisis orde kedua kolom di grid B dan C yang diperoleh dari balok-balok di sebelahnya adalah:

Metode DFBK: $P_u = \frac{L_{span}}{2}\ w_u = 96$ kN

Metode DKI: $P_a = \frac{L_{span}}{2}\ w_{a'} = 102{,}4$ kN

Beban-beban gravitasi terpusat pada kolom yang tidak menjamin stabilitas konstruksi palsu

Pembebanan pada kolom tersebut memperhitungkan seluruh beban gravitasi yang juga ditahan oleh Rangka penahan momen namun secara tidak langsung pada rangka adalah:

Metode DFBK: $P_{uL} = 2\ L_{span}\ w_u = 384$ kN

Metode DKI: $P_{aL} = 2\ L_{span}\ w_{a'} = 409{,}6$ kN

Pembebanan Notional untuk Analisis Struktur Rangka Penahan Momen

Berdasarkan SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Pasal C2.2, ketidakvertikalan kolom harus diperhitungkan secara eksplisit pada pemodelan atau dengan mengaplikasikan beban notional. Pada contoh ini dipergunakan beban notional.

Berdasarkan SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Persamaan C2.1, besar beban notional tersebut adalah:

$N_i = 0{,}002\ \alpha\ Y_i$

dengan

α = 1,0 (DFBK); α = 1,6 (DKI)

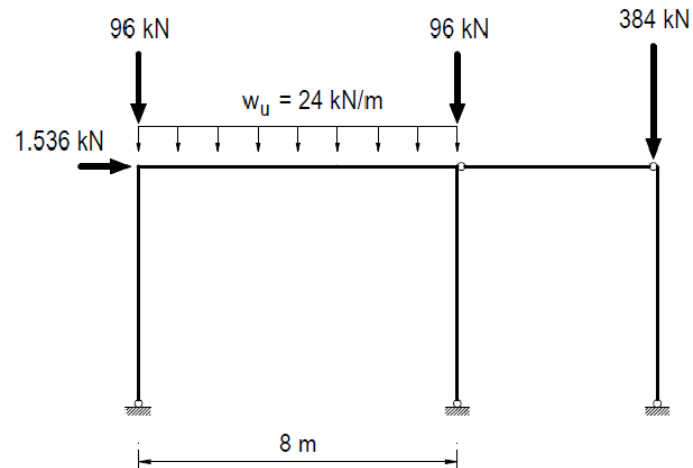
N_i = beban notional yang digunakan pada level i, kN

Y_i = beban gravitasi yang digunakan pada level i dari *kombinasi beban DFBK* atau *kombinasi beban DKI*, yang sesuai kN

Metode DFBK: $\alpha_{LRFD} = 1,0$

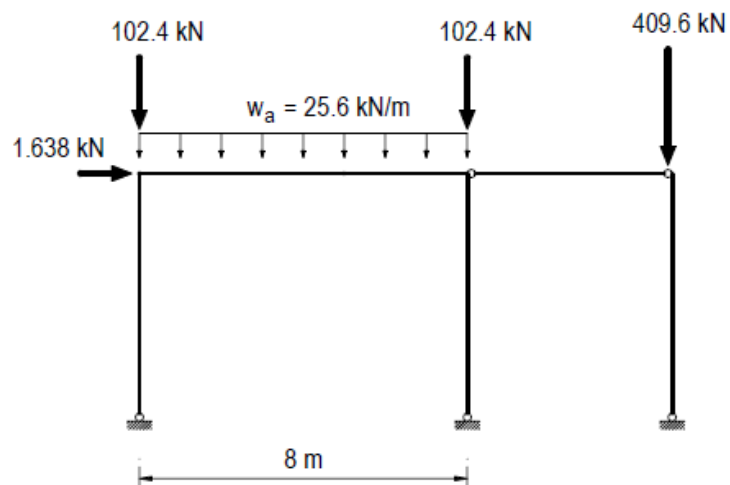
$Y_{i.LRFD}$ = $4L_{span}\ w_u$ = 768 kN

$N_{i.LRFD}$ = $0,002\,\alpha_{LRFD}\ Y_{i.LRFD}$ = 1,536 kN

Ringkasan beban-beban untuk analisis portal

Metode DKI: $\alpha_{ASD} = 1,6$

$Y_{i.ASD}$ = $4L_{span}\ w_a$ = 512 kN

$N_{i.ASD}$ = $0,002\,\alpha_{ASD}\ Y_{i.ASD}$ = 1,638 kN

Ringkasan beban-beban untuk analisis portal

Berdasarkan SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Pasal C2.3, analisis dilakukan dengan mereduksi kekakuan nominal menjadi sebesar 80% untuk

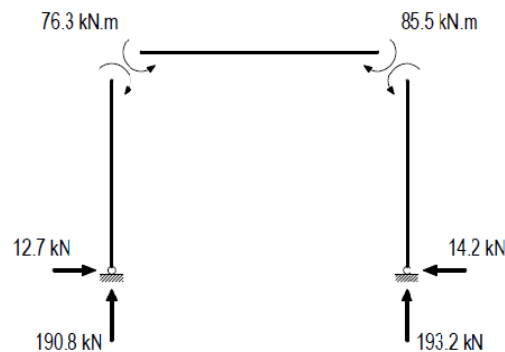
memperhitungkan pengaruh inelastisitas. Asumsikan (dengan verifikasi) $\alpha P_r/P_y$ tidak lebih dari pada 0,5, sehingga kekakuan tidak perlu direduksi lebih besar.

50% beban gravitasi dipikul oleh kolom-kolom pada rangka penahan momen. Karena beban gravitasi yang ditahan oleh rangka penahan momen melebihi sepertiga beban gravitasi total yang ditahan struktur, berdasarkan SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Pasal C2.1, pengaruh $P-\delta$ pada $P-\Delta$ harus diperhitungkan dalam analisis struktur. Jika program yang digunakan tidak menghitung pengaruh $P-\delta$, perlu dilakukan penambahan titik pada kolom di antara tumpuan dan balok.

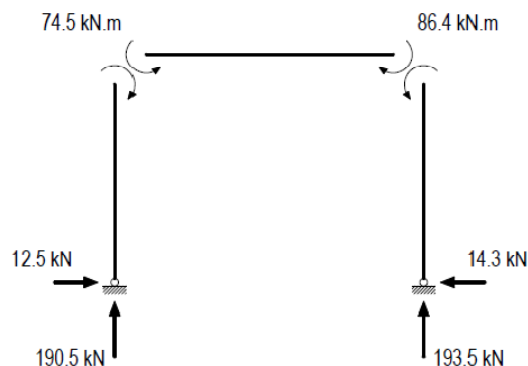
Menggunakan program analisis struktur yang memperhitungkan $P-\delta$ dan $P-\Delta$, diperoleh hasil sebagai berikut:

Metode DFBK:

Hasil analisis orde pertama:

Δ_{1st} = 2,79 mm

Hasil analisis orde kedua:

Δ_{2nd} = 3,62 mm

$\frac{\Delta_{2nd}}{\Delta_{1st}}$ = 1,297

Periksa apakah asumsi $\alpha P_r/P_y \leq$ 0,5 terpenuhi, τ_b = 1,0

dengan

P_r = kekuatan tekan aksial perlu menggunakan *kombinasi beban DFBK* atau *DKI*, kN

P_y = kekuatan leleh aksial (= $F_y A_g$), kN

$P_y = F_y A_g$ = 2,995 x 10^3 kN

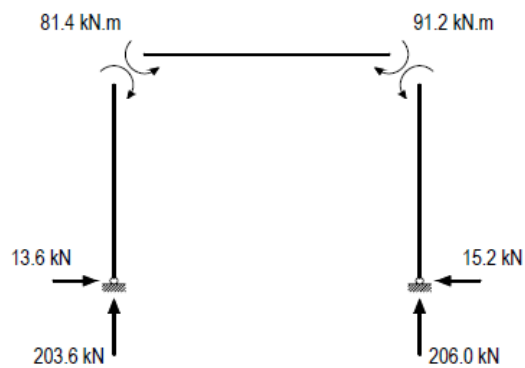
P_r = 72,6 kN

$\frac{\alpha_{LRFD} P_r}{P_y}$ = 0,024 < 0,5

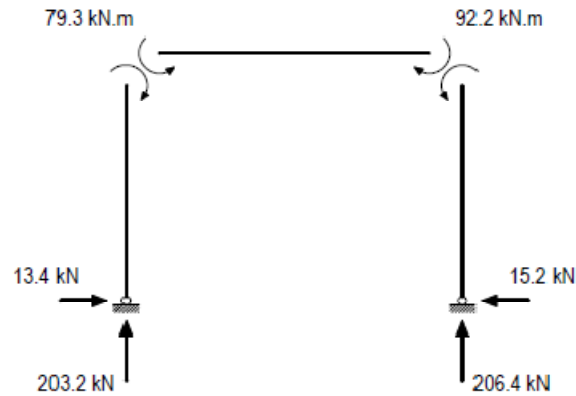
Asumsi terpenuhi, sehingga τ_b = 1,0 dapat digunakan

Metode DKI:

Hasil analisis orde pertama:

$\Delta_{1st} = 2{,}975 \text{ mm}$

Hasil analisis orde kedua:

$\Delta_{2nd} = 3{,}943 \text{ mm}$

$\frac{\Delta_{2nd}}{\Delta_{1st}} = 1{,}325$

Periksa apakah asumsi $\alpha P_r/P_y \leq 0{,}5$ terpenuhi, $\tau_b = 1{,}0$

$P_y = F_y A_g = 2{,}995 \times 10^3$ kN

$P_r = 72{,}6$ kN

$$\frac{\alpha_{ASD} P_r}{P_y} = 0{,}039 \quad < \quad 0{,}5$$

Asumsi terpenuhi, sehingga $\tau_b = 1{,}0$ dapat digunakan

Walaupun faktor perbesaran goyangan orde kedua sekitar 1.3, perubahan momen lentur relatif kecil karena momen bergoyang hanya diakibatkan oleh beban notional yang bernilai kecil. Untuk kombinasi-kombinasi beban dengan pembebanan gravitasi dan lateral yang signifikan, peningkatan momen lentur akan lebih besar.

Verifikasi kekuatan kolom menggunakan gaya-gaya dalam orde kedua, dengan panjang efektif sebagai berikut (perhitungan tidak ditampilkan)

Kolom:

Gunakan $KL_x = 6$ m $\quad KL_y = 6$ m

CONTOH C.1B DESAIN RANGKA PENAHAN MOMEN DENGAN METODE PANJANG EFEKTIF

Ulangi Contoh C.1A dengan metode panjang efektif.

Tentukan kekuatan perlu dan faktor panjang efektif kolom-kolom pada Rangka kaku seperti gambar di bawah ini untuk kombinasi pembebanan gravitasi maksimum, menggunakan DFBK. Gunakan metode panjang efektif. Seluruh komponen struktur terbuat dari baja F_y = 250 MPa .
Kolom-kolom tidak terbreis antara tumpuan dan atap pada sumbu *x* dan *y* serta diasumsikan memiliki tumpuan sendi.

Solusi:

$w_D = 4\ \dfrac{\text{kN}}{\text{m}}$ $\qquad$ $w_L = 12\ \dfrac{\text{kN}}{\text{m}}$

L_{span} = 8 m $\qquad$ L_{col} = 6 m

F_y = 250 MPa $\qquad$ E = 200 000 MPa

WF 300x300x10x15 memiliki $\quad$ A_g = 119,8 cm^2 $\quad$ I_x = 20 400 cm^4

Balok-balok pada bentang A-B, C-D, dan D-E memiliki ujung sendi dan tidak berkontribusi terhadap stabilitas lateral portal. Pengaruh $P-\Delta$ pada balok-balok tersebut tidak diperhitungkan dan direncanakan memiliki K = 1,0.

Rangka penahan momen antara grid B dan C adalah komponen pendukung stabilitas lateral sehingga harus direncanakan berdasarkan Pasal C SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural*. Walaupun kolom-kolom pada grid A, D, dan E tidak berkontribusi terhadap stabilitas lateral, gaya-gaya stabilitas kolom-kolom tersebut harus diperhitungkan dalam analisis. Untuk analisis, seluruh rangka dapat dimodelkan seperti gambar di bawah ini. beban-beban stabilitas kolom yang tidak menjamin stabilitas konstruksi (*leaning column*) digabung pada satu kolom.

Periksa batasan-batasan penggunaan metode panjang efektif berdasarkan Lampiran 7, Pasal 7.2.1:

(1) Struktur menahan beban-beban gravitasi melalui kolom-kolom vertikal.

(2) Rasio simpangan maksimum orde kedua terhadap simpangan maksimum orde pertama diasumsikan tidak lebih dari pada 1,5, dan perlu dilakukan verifikasi.

Berdasarkan Pasal 2 SNI 1727, *Beban minimum untuk perancangan bangunan gedung dan struktur lain*, kombinasi pembebanan gravitasi maksimum:

Metode DFBK: $w_u = 1{,}2\ w_D + 1{,}6\ w_L = 24\ \dfrac{\text{kN}}{\text{m}}$

Metode DKI: $w_a = w_D + w_L = 16\ \dfrac{\text{kN}}{\text{m}}$

Berdasarkan SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Lampiran 7, Pasal 7.2.1, analisis sesuai dengan SNI 1729 Pasal C2.1, dengan pengecualian faktor reduksi kekuatan yang disyaratkan pada Pasal C2.3.

Pembebanan Gravitasi untuk Analisis Struktur Portal.

Beban gravitasi seragam untuk analisis orde kedua pada balok B-C adalah:

Metode DFBK: $w_u = 24\ \dfrac{\text{kN}}{\text{m}}$

Metode DKI: $w_{a'} = 1{,}6\ w_a = 25{,}6\ \dfrac{\text{kN}}{\text{m}}$

Beban-beban gravitasi terpusat untuk analisis orde kedua kolom di grid B dan C yang diperoleh dari balok-balok di sebelahnya adalah:

Metode DFBK: $P_u = \dfrac{L_{span}}{2}\ w_u = 96\ \text{kN}$

Metode DKI: $P_a = \dfrac{L_{span}}{2}\ w_{a'} = 102{,}4\ \text{kN}$

Beban-beban gravitasi terpusat pada kolom yang tidak menjamin stabilitas konstruksi palsu.

Pembebanan pada kolom tersebut memperhitungkan seluruh beban gravitasi yang juga ditahan oleh rangka penahan momen namun secara tidak langsung pada rangka adalah:

Metode DFBK: $P_{uL} = 2\ L_{span}\ w_u = 384\ \text{kN}$

Metode DKI: $P_{aL} = 2\ L_{span}\ w_{a'} = 409{,}6\ \text{kN}$

Pembebanan Notional untuk Analisis Struktur Rangka Penahan Momen

Berdasarkan SNI 1729, *Spesifikasi untuk gedung baja struktural* Lampiran 7 Pasal 7.2.2, ketidakvertikalan kolom harus diperhitungkan secara eksplisit pada pemodelan atau dengan mengaplikasikan beban notional sesuai Pasal C2.2b.

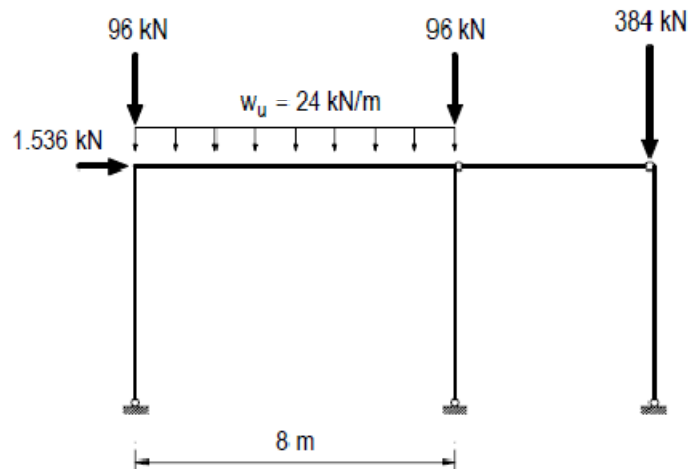
Berdasarkan SNI 1729 Persamaan C2.1, beban notional tersebut adalah:

Metode DFBK:

α_{LRFD} = 1,0

$Y_{i.LRFD} = 4L_{span}\, w_u$ = 768 kN

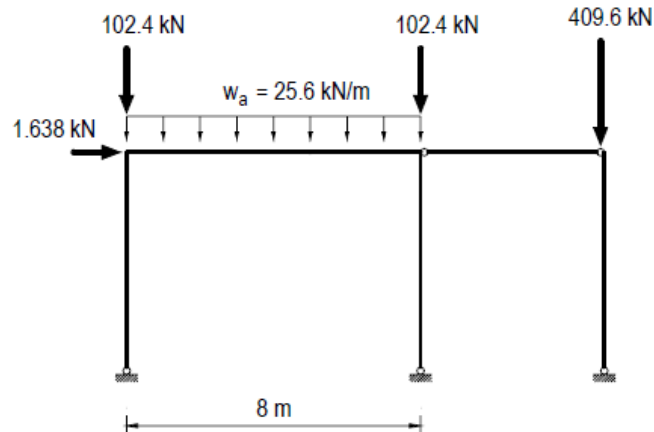
$N_{i.LRFD} = 0{,}002\ \alpha_{LRFD}\ Y_{i.LRFD}$ = 1,536 kN

Ringkasan beban-beban untuk analisis rangka

Metode DKI:

α_{ASD} = 1,6

$Y_{i.ASD} = 4L_{span}\, w_a$ = 512 kN

$N_{i.ASD} = 0{,}002\,\alpha_{ASD}\, Y_{i.ASD}$ = 1,638 kN

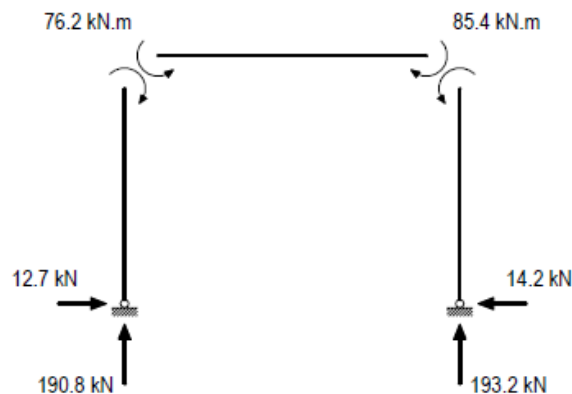
Ringkasan beban-beban untuk analisis rangka

Berdasarkan SNI 1729, *Spesifikasi untuk gedung baja struktural* Lampiran 7 Pasal 7.2.2, analisis dilakukan dengan kekakuan nominal penuh.

50% beban gravitasi dipikul oleh kolom-kolom pada rangka penahan momen. Karena beban gravitasi yang ditahan oleh rangka penahan momen melebihi sepertiga beban gravitasi total yang ditahan struktur, berdasarkan SNI 1729 Pasal C2.1, pengaruh $P-\delta$ pada $P-\Delta$ harus diperhitungkan dalam analisis struktur. Jika program yang digunakan tidak menghitung pengaruh $P-\delta$, perlu dilakukan penambahan titik pada kolom di antara tumpuan dan balok.

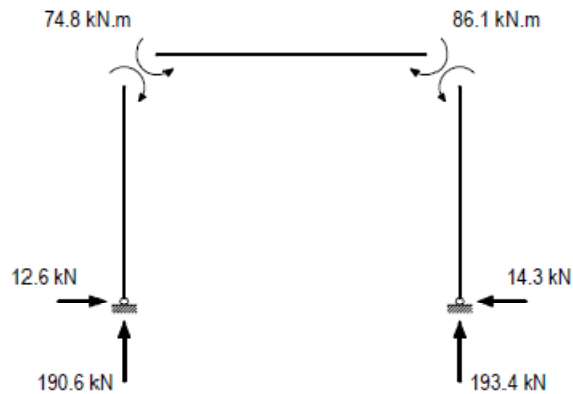
Menggunakan program analisis struktur yang memperhitungkan $P-\delta$ dan $P-\Delta$, diperoleh hasil sebagai berikut:

Metode DFBK:

Hasil analisis orde pertama:

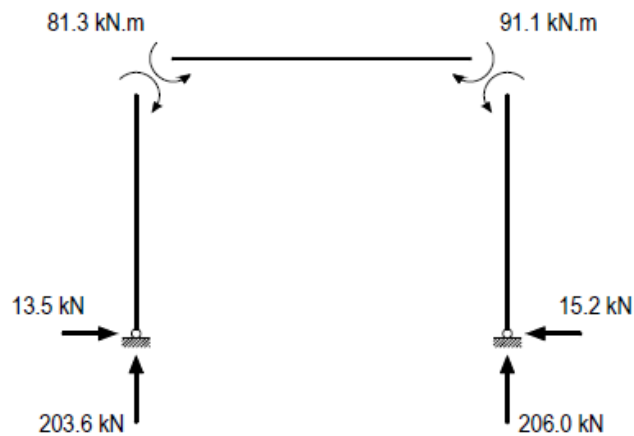
$\Delta_{1st.LRFD}$ = 2,24 mm

Hasil analisis orde kedua:

$\Delta_{2nd.LRFD}$ = 2,76 mm

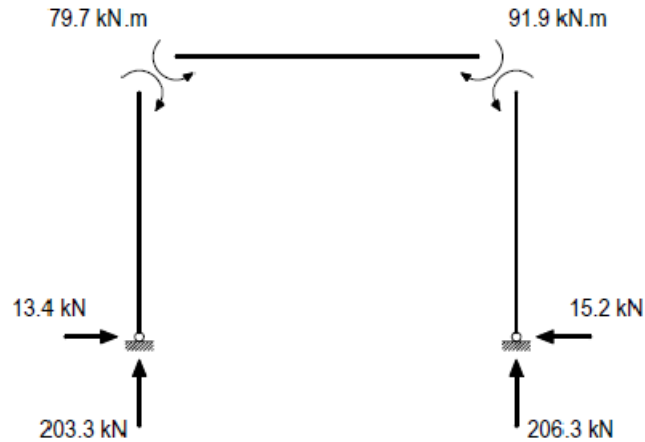
$$\frac{\Delta_{2nd.LRFD}}{\Delta_{1st.LRFD}} = 1,232$$

Untuk rangka penahan momen: $P_{r1.LRFD}$ = 190,8 kN $P_{r2.LRFD}$ = 193,2 kN

Metode DKI:

Hasil analisis orde pertama:

$\Delta_{1st.ASD}$ = 2,39 mm

Hasil analisis orde kedua: (sebelum dibagi 1,6)

$\Delta_{2nd.ASD}$ = 2,99 mm

$$\frac{\Delta_{2nd.ASD}}{\Delta_{1st.ASD}} = 1,251$$

Untuk rangka penahan momen: $P_{r1.ASD} = \dfrac{203{,}6\text{ kN}}{1{,}6} = 127{,}25$ = 127,25 kN

$$P_{r2.ASD} = \frac{206{,}0\text{ kN}}{1{,}6} = 128{,}75 \text{ = 128.75 kN}$$

Rasio simpangan maksimum orde kedua terhadap simpangan maksimum orde pertama tidak lebih dari pada 1,5; sehingga metode panjang efektif dapat diterapkan.

Walaupun faktor perbesaran goyangan orde kedua sekitar 1,25, perubahan momen lentur relatif kecil karena momen bergoyang hanya diakibatkan oleh beban notional yang bernilai kecil. Untuk kombinasi-kombinasi beban dengan pembebanan gravitasi dan lateral yang signifikan, peningkatan momen lentur akan lebih besar.

Hitunglah faktor panjang efektif pada bidang, K_x, menggunakan “story stiffness method” dan Persamaan C-A-7-5 yang terdapat pada Penjelasan Lampiran 7, Pasal 7.2.

Gunakan $K_x = K_2$

$$K_x = K_2 = \sqrt{\frac{\sum P_r}{(0{,}85 + 0{,}15R_L)P_r}\left(\frac{\pi^2 EI}{L^2}\right)\left(\frac{\Delta_H}{\sum H\,L}\right)} \geq \sqrt{\frac{\pi^2 EI}{L^2}\left(\frac{\Delta_H}{1{,}7\,H\,L}\right)}$$

Hitunglah beban total yang dipikul seluruh kolom, $\sum P_r$

Metode DFBK: $\sum P_{r.LRFD} = w_u\left(4L_{span}\right) = 768$ kN

Metode DKI: $\sum P_{r.ASD} = w_a\left(4L_{span}\right) = 512$ kN

Hitunglah rasio beban pada kolom yang tidak menjamin stabilitas konstruksi terhadap beban total, R_L

Metode DFBK: $\sum P_{r.moment_frame.LRFD} = P_{r1.LRFD} + P_{r2.LRFD} = 384\text{ kN}$

$$R_{L.LRFD} = \frac{\sum P_{r.LRFD} - \sum P_{r.moment_frame.LRFD}}{\sum P_{r.LRFD}} = 0,5$$

Metode DKI: $\sum P_{r.moment_frame.ASD} = P_{r1.ASD} + P_{r2.ASD} = 256 \text{ kN}$

$$R_{L.ASD} = \frac{\sum P_{r.ASD} - \sum P_{r.moment_frame.ASD}}{\sum P_{r.ASD}} = 0,5$$

Hitunglah beban tekuk Euler satu kolom:

$$\frac{\pi^2 EI_x}{L_{col}^2} = 11185,552 \text{ kN}$$

Hitunglah rasio simpangan menggunakan hasil analisis orde pertama dengan beban notional.

Metode DFBK: $\frac{\Delta_{1st.LRFD}}{L_{col}} = 0,000373 \frac{\text{mm}}{\text{mm}}$

Metode DKI: $\frac{\Delta_{1st.ASD}}{L_{col}} = 0,000398 \frac{\text{mm}}{\text{mm}}$

Untuk kolom pada grid C:

Metode DFBK:

$P_{rC.LRFD}$ = 193,2 kN $H_{C.LRFD}$ = 14.2 kN

$$K_{x.LRFD} = \sqrt{\frac{\sum P_{r.LRFD}}{(0,85 + 0,15 R_{L.LRFD}) P_{rC.LRFD}} \left(\frac{\pi^2 E I_x}{L_{col}^2}\right)\left(\frac{\Delta_{1st.LRFD}}{N_{i.LRFD} L_{col}}\right)} = 3,418$$

$$> \sqrt{\frac{\pi^2 E I_x}{L_{col}^2}\left(\frac{\Delta_{1st.LRFD}}{1,7 H_{C.LRFD} L_{col}}\right)} = 0,416$$

Metode DKI:

$P_{rC.ASD}$ = 206,0 kN $H_{C.ASD}$ = 15,2 kN

$$K_{x.ASD} = \sqrt{\frac{1,6 \sum P_{r.ASD}}{(0,85 + 0,15 R_{L.ASD}) P_{rC.ASD}} \left(\frac{\pi^2 E I_x}{L_{col}^2}\right)\left(\frac{\Delta_{1st.ASD}}{N_{i.ASD} L_{col}}\right)} = 3,419$$

$$> \sqrt{\frac{\pi^2 E I_x}{L_{col}^2}\left(\frac{\Delta_{1st.ASD}}{1,7 H_{C.ASD} L_{col}}\right)} = 0,415$$

Verifikasi kekuatan kolom menggunakan gaya-gaya dalam orde kedua, dengan panjang efektif sebagai berikut (perhitungan tidak ditampilkan).

Kolom-kolom:

Metode DFBK: $K_{x.LRFD}$ = 3,418 $L_x = L_{col}$ $K_{x.LRFD}\ L_x$ = 20,509 m

$K_{y.LRFD}$ = 1,0 $L_y = L_{col}$ $K_{y.LRFD}\ L_y$ = 6 m

Metode DKI: $K_{x.ASD}$ = 3,419 $L_x = L_{col}$ $K_{x.ASD}\ L_x$ = 20,516 m

$K_{y.ASD}$ = 1,0 $L_y = L_{col}$ $K_{y.ASD}\ L_y$ = 6 m

CONTOH C.1C DESAIN RANGKA PENAHAN MOMEN DENGAN METODE ORDE PERTAMA

Ulangi Contoh C.1A menggunakan metode analisis orde pertama.

Tentukan kuat perlu dan faktor panjang efektif kolom-kolom pada rangka kaku seperti gambar di bawah ini untuk kombinasi pembebanan gravitasi maksimum, menggunakan DFBK. Gunakan metode analisis orde pertama. Seluruh komponen struktur terbuat dari baja dengan F_y = 250 MPa.

Kolom-kolom tidak terbreis antara tumpuan dan atap pada sumbu *x* dan *y* serta diasumsikan memiliki tumpuan sendi.

Solusi:

$w_D = 4\ \dfrac{\text{kN}}{\text{m}}$ $\qquad$ $w_L = 12\ \dfrac{\text{kN}}{\text{m}}$

L_{span} = 8 m $\qquad$ L_{col} = 6 m

F_y = 250 MPa $\qquad$ E = 200 000 MPa

WF300x300x10x15 memiliki $\qquad$ A_g = 119,8 cm^2 $\qquad$ I_x = 20 400 cm^4

Balok-balok pada bentang A-B, C-D, dan D-E memiliki ujung sendi dan tidak berkontribusi terhadap stabilitas lateral portal. Pengaruh $P-\Delta$ pada balok-balok tersebut tidak diperhitungkan dan direncanakan memiliki K = 1,0.

Rangka penahan momen antara grid B dan C adalah komponen pendukung stabilitas lateral sehingga harus direncanakan berdasarkan Lampiran 7 SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural*. Walaupun kolom-kolom pada grid A, D, dan E tidak berkontribusi terhadap stabilitas lateral, gaya-gaya stabilitas kolom-kolom tersebut harus diperhitungkan dalam analisis. Untuk analisis, seluruh rangka dapat dimodelkan seperti gambar di bawah ini. Beban-beban stabilitas *'leaning column*' digabung pada satu kolom.

Periksa batasan-batasan penggunaan metode panjang efektif berdasarkan Lampiran 7, Pasal 7.3.1 SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural*:

(1) Struktur menahan beban-beban gravitasi melalui kolom-kolom vertikal.

(2) Rasio simpangan maksimum orde kedua terhadap simpangan maksimum orde pertama diasumsikan tidak lebih dari pada 1,5, dan perlu dilakukan verifikasi.

(3) Kekuatan aksial perlu komponen-komponen rangka penahan momen diasumsikan tidak melebihi 50% kekuatan leleh aksial, dan perlu dilakukan verifikasi.

Berdasarkan Pasal 2 SNI 1727, *Beban minimum untuk perancangan bangunan gedung dan struktur lain*, kombinasi pembebanan gravitasi maksimum:

Metode DFBK: $w_u = 1{,}2w_D + 1{,}6w_L = 24\ \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Metode DKI: $w_a = w_D + wL = 16\ \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Berdasarkan SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Lampiran 7, Pasal 7.3.2, kekuatan perlu ditentukan dari analisis struktur orde pertama dengan beban-beban notional serta memperhitungkan faktor perbesaran B1 sebagaimana dijelaskan dalam Lampiran 8.

Pembebanan Gravitasi untuk Analisis Struktur Rangka Penahan Momen.

Beban gravitasi seragam untuk analisis orde pertama pada balok B-C adalah:

Metode DFBK: $w_u = 24\ \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Metode DKI: $w_a = 16\ \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Beban-beban gravitasi terpusat untuk analisis orde kedua kolom di grid B dan C yang diperoleh dari balok-balok di sebelahnya adalah:

Metode DFBK: $P_u = \frac{L_{span}}{2} w_u = 96\ \text{kN}$

Metode DKI: $P_a = \frac{L_{span}}{2} w_a = 64\ \text{kN}$

Pembebanan Notional untuk Analisis Struktur Rangka Penahan Momen.

Berdasarkan SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Lampiran 7 Pasal 7.3.2, ketidakvertikalan kolom harus diperhitungkan secara eksplisit pada pemodelan atau dengan mengaplikasikan beban notional sesuai Pasal C2.2b.

Berdasarkan SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Persamaan A-7-2, beban notional tersebut adalah:

Metode DFBK:

α_{LRFD} = 1,0

Pembebanan Notional untuk Analisis Struktur Rangka Penahan Momen

$Y_{i.LRFD}$ = 4L_{span} w_u = 768 kN

Δ = 0,0 mm (tidak ada simpangan akibat kombinasi beban gravitasi)

L_{col} = 6 m

$$N_{i.LRFD} = 0{,}021\alpha_{LRFD}\left(\frac{\Delta}{L_{col}}\right)Y_{i.LRFD} = 0 \text{ kN} \quad > \quad 0{,}0042\,Y_{i.LRFD} = 3{,}226 \text{ kN}$$

gunakan $N_{i.LRFD}$ = 0,0042 $Y_{i.LRFD}$ = 3,226 kN

Ringkasan beban-beban untuk analisis Rangka Penahan Momen

Metode DKI:

α_{ASD} = 1,6

$Y_{i.ASD}$ = 4L_{span} w_a = 512 kN

Δ = 0,0 mm (tidak ada simpangan akibat kombinasi beban gravitasi)

L_{col} = 6 m

$$N_{i.ASD} = 0{,}021\alpha_{ASD}\left(\frac{\Delta}{L_{col}}\right)Y_{i.ASD} = 0 \quad > \quad 0{,}042\,Y_{i.ASD} = 2{,}15 \text{ kN}$$

gunakan $N_{i.ASD}$ = 0,0042 $Y_{i.ASD}$ = 2,15 kN

Ringkasan beban-beban untuk analisis Rangka Penahan Momen

Berdasarkan SNI 1729 Lampiran 7, Pasal 7.2.2, analisis dilakukan dengan kekakuan nominal penuh (tidak direduksi).

Menggunakan program analisis struktur orde pertama, diperoleh hasil sebagai berikut:

Metode DFBK:

$\Delta_{1st.LRFD}$ = 4,71 mm

Metode DKI:

$\Delta_{1st.ASD}$ = 3,14 mm

Periksa asumsi rasio simpangan orde kedua terhadap simpangan orde pertama tidak melebihi 1,5. Faktor B2 dapat digunakan sebagai kondisi batas. Hitung faktor B2 sesuai Pasal 8.2.2 Lampiran 8 menggunakan hasil analisis orde pertama.

Metode DFBK:

$P_{mf.LRFD} = P_{left.LRFD} + P_{right.LRFD}$ = 384 kN

$P_{story.LRFD} = w_u \, (4 \, L_{span})$ = 768 kN

$$R_{M.LRFD} = 1 - 0{,}15\left(\frac{P_{mf.LRFD}}{P_{story.LRFD}}\right) = 0{,}925$$ (SNI 1729 Persamaan A-8-8)

$\Delta_{H.LRFD} = \Delta_{1st.LRFD}$ = 4,71 mm

$H_{LRFD} = N_{i.LRFD}$ = 3,226 kN

$L = L_{col}$ = 6 m

$$P_{e.story.LRFD} = R_{M.LRFD}\left(\frac{H_{LRFD}L}{\Delta_{H.LRFD}}\right) = 3800{,}866 \text{ kN}$$ (SNI 1729 Persamaan A-8-7)

$\alpha_{LRFD} = 1$

$$B_{2.LRFD} = \frac{1}{1 - \frac{\alpha_{LRFD} P_{story.LRFD}}{P_{e.story.LRFD}}} = 1{,}253$$ (SNI 1729 Persamaan A-8-6)

Bab D Desain dari Komponen Struktur untuk Tarik

D1. PEMBATASAN KELANGSINGAN

Pasal D1 tidak menetapkan batas kelangsingan untuk komponen struktur tarik, tetapi menyarankan pembatasan *L*/*r* untuk maksimum dari 300. Ini bukan suatu persyaratan mutlak. Batang dan gantungan secara khusus dikecualikan dari rekomendasi ini.

D2. KEKUATAN TARIK

Kekuatan leleh tarik dan kekuatan runtuh tarik harus dipertimbangkan untuk desain dari komponen struktur tarik. Hal ini tidak biasa untuk kekuatan runtuh tarik untuk menentukan desain dari suatu komponen struktur tarik, terutama untuk komponen struktur kecil dengan lubang-lubang atau profil berat dengan beberapa baris dari lubang.

D3. LUAS NETO EFEKTIF

Luas bruto, A_g, adalah luas penampang melintang komponen struktur.

Pada perhitungan luas neto, A_n, SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Pasal B4.3 mensyaratkan bahwa tambahan 1/16 in. akan ditambahkan pada diameter lubang baut.

Perhitungan luas efektif untuk deretan lubang-lubang disajikan dalam Contoh D.9.

Kecuali semua elemen-elemen penampang melintang disambungkan, $A_e = A_nU$, di mana U adalah suatu faktor reduksi untuk menghitung *shear lag.*

Nilai-nilai yang sesuai U dapat diperoleh dari Tabel D3.1 SNI 1729 *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural.*

D4. KOMPONEN STRUKTUR TERSUSUN

Pembatasan untuk sambungan-sambungan komponen struktur tersusun dibahas dalam Pasal D4 SNI 1729 *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural.*

D5. KOMPONEN STRUKTUR TERSAMBUNG-SENDI

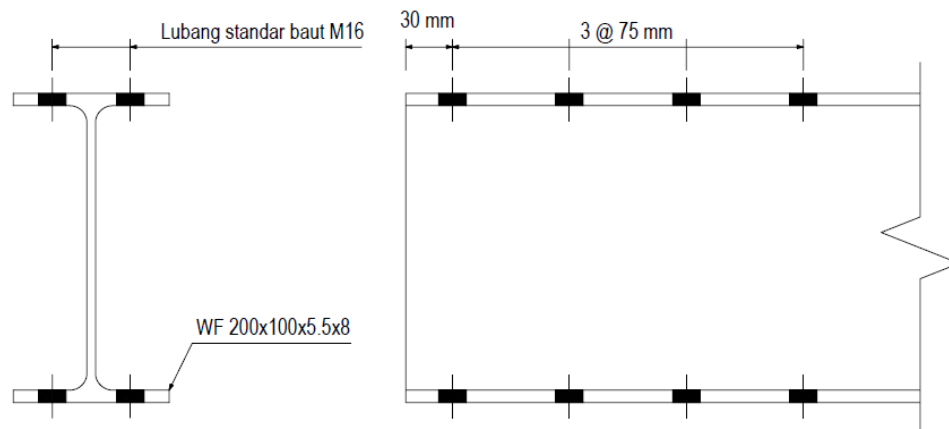
Contoh komponen struktur tersambung-sendi diberikan dalam Contoh D.7.

D6. *EYEBAR*

Contoh *eyebar* diberikan dalam Contoh D.8. Kekuatan *eyebar* memenuhi persyaratan dimensional SNI 1729 *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Pasal D6 diatur oleh leleh tarik dari body.

CONTOH D.1 BATANG TARIK DENGAN PROFIL WF

Profil WF 200x100x5,5x8 digunakan untuk menahan gaya tarik sebesar 90 kN akibat beban mati dan 270 kN akibat beban hidup. Panjang batang tarik 6,5 m. Periksa kekuatan batang tarik tersebut berdasarkan DFBK, jika pada ujung batang terdapat sambungan baut seperti tergambar.

Periksa apakah profil tersebut memenuhi persyaratan kelangsingan batang tarik. Kekuatan sambungan dianggap tidak menentukan.

Solusi:

P_D = 90 kN P_L = 270 kN L = 6,5 m

Berdasarkan Pasal 2 SNI 1727, *Beban minimum untuk perancangan bangunan gedung dan struktur lain*, gaya tarik desain minimum:

Metode DFBK: $P_u = 1,2\ P_D + 1,6\ P_L = 540$ kN

Metode DKI: $P_u = P_D + P_L = 360$ kN

Properti material baja:

F_y = 250 MPa F_u = 410 MPa

Besaran-besaran penampang WF 200x100x5,5x8:

A_g = 2716 mm^2

b_f = 100 mm

t_f = 8 mm

d = 200 mm

r_y = 22,2 mm

T 100x100x5,5x8 y_{bar} = 28,3 mm

Leleh Tarik

$P_{n.y} = A_g F_y$ = 679 kN

Metode DFBK:

ϕ_{ty} = 0,9 $\phi_{ty} P_{n.y}$ = 611,1 kN > P_u = 540 kN

$$\frac{P_u}{\phi_{ty} P_{n.y}} = 0,884$$

Metode DKI:

Ω_{ty} = 1,67 $\frac{P_{n.y}}{\Omega_{ty}} = 406,587$ kN . > . P_a = 360 kN

$$\frac{\Omega_{ty} P_a}{P_{n.y}} = 0,885$$

Putus Tarik

Hitung faktor *shear lag*, U, sebagai nilai terbesar berdasarkan SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Pasal D3, Tabel D3.1 kasus 2 dan kasus 7.

Berdasarkan SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Pasal D3, untuk penampang terbuka, U tidak perlu lebih kecil daripada rasio luas utuh elemen-elemen tersambung dengan luas utuh seluruh penampang.

$$U_1 = \frac{2\, b_f\, t_f}{A_g} = 0,589$$

Kasus 2: Periksa sebagai sepasang profil T dengan:

$x_{bar} = y_{bar}$ ℓ = 240 mm

$$U_2 = 1 - \frac{x_{bar}}{\ell} = 0,882$$

Kasus 7:

b_f = 100 mm < $\frac{2}{3} d$ = 133,333 mm

U_3 = 0,85

Gunakan $U = max(U_1 , U_2 , U_3)$ = 0,882

Hitung A_n menggunakan SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Pasal B4.3.

d_h = 16 mm + 1,6 mm = 17,6 mm

$A_n = A_g - 4\ (d_h + 1{,}6\ \text{mm})\ t_f = 2101{,}6\ \text{mm}^2$

Hitung A_e menggunakan SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Pasal D3.

$A_e = A_n\ U = 1853{,}786\ \text{mm}^2$

$$\frac{A_e}{A_g} = 0{,}683$$

Kekuatan putus tarik,

$P_{n.r} = F_u\ A_e = 760{,}052$ kN

Berdasarkan SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Pasal D2, kekuatan putus tarik desain:

Metode DFBK:

$\phi_{tr} = 0{,}75$ $\quad \phi_{tr}\ P_{n.r} = 570{,}039$ kN $\quad > \quad P_u = 540$ kN

$$\frac{P_u}{\phi_{tr} P_{n.r}} = 0{,}947$$

Metode DKI:

$\Omega_{tr} = 2$ $\quad \dfrac{P_{n.r}}{\Omega_{tr}} = 380{,}026$ kN $\quad > \quad P_a = 360$ kN

$$\frac{\Omega_{tr} P_a}{P_{n.r}} = 0{,}947$$

Periksa syarat kelangsingan batang tarik

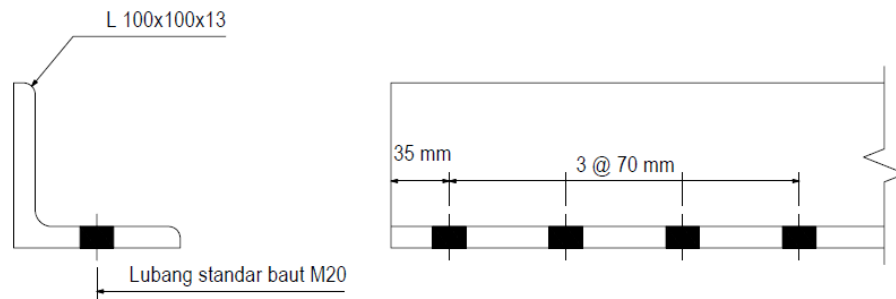
$\dfrac{L}{r_y} = 292{,}793 < 300$ berdasarkan SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Pasal D1 (o.k.)

Kekuatan tarik profil tersebut ditentukan oleh kekuatan putus tarik di bagian sambungan.

Lihat BAB J untuk pemeriksaan kekuatan sambungan.

CONTOH D.2 BATANG TARIK PROFIL SIKU

Profil siku 100x100x13 dengan material baja F_y = 250 MPa digunakan untuk menahan gaya tarik sebesar 90 kN akibat beban mati dan 270 kN akibat beban hidup. Periksa kekuatan batang tarik tersebut berdasarkan DFBK, jika pada ujung batang terdapat sambungan baut berdiameter 20 mm seperti tergambar.

Hitung juga panjang profil maksimum agar memenuhi persyaratan kelangsingan batang tarik. kekuatan sambungan dianggap tidak menentukan.

Solusi:

P_D = 90 kN $\qquad$ P_L = 270 kN

Properti material baja:

F_y = 250 MPa $\qquad$ F_u = 410 MPa

Properti penampang L100x100x13:

A_g = 2431 mm^2 $\qquad$ t = 13 mm

r_z = 19,4 mm

y_{bar} = 29,4 mm $\qquad$ x_{bar} = 29,4 mm

Berdasarkan Pasal 2 SNI 1727, *Beban minimum untuk perancangan bangunan gedung dan struktur lain*, kekuatan tarik perlu:

Metode DFBK: $P_u = 1{,}2\ P_D + 1{,}6\ P_L = 540$ kN

Metode DKI: $P_a = P_D + P_L = 360$ kN

Leleh Tarik

Berdasarkan SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Pasal D2, kekuatan tarik leleh:

$P_{n.y} = A_g\ F_y = 607{,}75$ kN

Metode DFBK:

$\phi_{ty} = 0{,}9 \qquad \phi_{ty}\ P_{n.y} = 546{,}975\ kN \quad > \quad P_u = 540$ kN

$$\frac{P_u}{\phi_{ty} P_{n.y}} = 0{,}987$$

Metode DKI:

Ω_{ty} = 1,67 $\quad \frac{P_{n.y}}{\Omega_{ty}} = 363{,}922$ kN $\quad > \quad P_a$ = 360 kN

$$\frac{\Omega_{ty} P_a}{P_{n.y}} = 0{,}989$$

Putus Tarik

Hitung U sebagai nilai terbesar berdasarkan SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Pasal D3, Tabel D3.1 kasus 2 dan kasus 8.

Berdasarkan SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Pasal D3, untuk penampang terbuka, U tidak perlu lebih kecil daripada rasio luas utuh elemen-elemen tersambung dengan luas utuh seluruh penampang.

U_1 = 0,500

Kasus 2:

x_{bar} = 29,4 mm $\qquad \ell$ = 240 mm

$U_2 = 1 - \frac{x_{bar}}{\ell} = 0{,}877$

Kasus 8, dengan 4 atau lebih alat penyambung per garis dalam arah pembebanan:

U_3 = 0,800

Gunakan $U = max(U_1 , U_2 , U_3)$ = 0,877

Hitung A_n menggunakan SNI 1729, *Spesifikasi untuk gedung baja struktural* Pasal B4.3.

d_h = 21,6 mm

$A_n = A_g - (d_h + 1{,}6 \text{ mm})\, t$ = 2 129,4 mm^2

Hitung A_e menggunakan SNI 1729, *Spesifikasi untuk gedung baja struktural* Pasal D3.

$A_e = A_n\, U$ = 1868,549 mm^2

Kekuatan putus tarik:

$P_{n.r} = F_u\, A_e$ = 766,105 kN

Berdasarkan SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Pasal D2, kekuatan putus tarik desain:

Metode DFBK:

$\phi_{tr} = 0,75$ $\quad \phi_{tr} P_{n.r} = 574,579$ kN $\quad > \quad P_u = 540$ kN

$$\frac{P_u}{\phi_{tr} P_{n.r}} = 0,94$$

Metode DKI:

$\Omega_{tr} = 2$ $\quad \dfrac{P_{n.r}}{\Omega_{tr}} = 383,052$ kN $\quad > \quad P_a = 360$ kN

$$\frac{\Omega_{tr} P_a}{P_{n.r}} = 0,94$$

Panjang batang maksimum, L_{max}

Menggunakan SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Pasal D1:

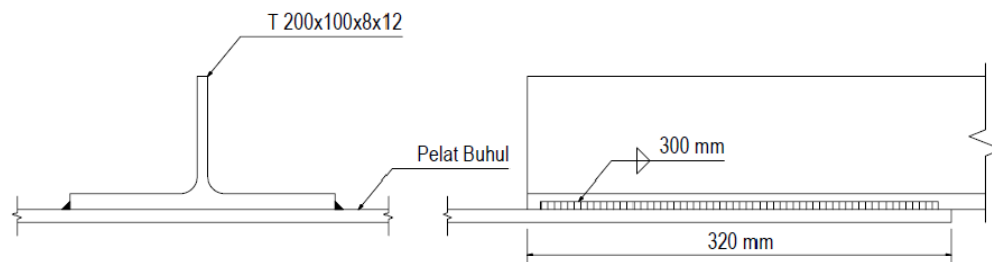
$L_{max} = 300\ r_z = 5820$ mm

Catatan: Batas L/r merupakan rekomendasi, bukan persyaratan.

Lihat Bab J untuk pemeriksaan kekuatan sambungan.

CONTOH D.3 BATANG TARIK PROFIL T

Profil T 200x100x8x12 dengan material baja F_y = 250 MPa digunakan untuk menahan gaya tarik sebesar 180 kN akibat beban mati dan 540 kN akibat beban hidup. Panjang batang tarik 9 m. Periksa kekuatan batang tarik tersebut berdasarkan DFBK, jika pada ujung batang terdapat sambungan las sepanjang 300 mm seperti tergambar.

Periksa apakah profil tersebut memenuhi persyaratan kelangsingan batang tarik. Kekuatan sambungan dianggap tidak menentukan.

Solusi:

P_D = 110 kN $\quad$ P_L = 330 kN $\quad$ L = 6 m

Properti material baja:

F_y = 250 MPa $\quad$ F_u = 410 MPa

Properti penampang T 200x100x8x12:

A_g = 3177 mm^2

b_f = 200 mm

t_f = 12 mm

r_x = 24,1 mm

y_{bar} = 17,3 mm

Berdasarkan Pasal 2 SNI 1727, *Beban minimum untuk perancangan bangunan gedung dan struktur lain*, kekuatan tarik perlu:

Metode DFBK: $\quad$ $P_u = 1,2\ P_D + 1,6\ P_L$ = 660 kN

Metode DKI: $\quad$ $P_a = P_D + P_L$ = 440 kN

Leleh Tarik

Berdasarkan SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Pasal D2, kekuatan leleh tarik:

$P_{n.y} = A_g\ F_y$ = 794,25 kN

Metode DFBK:

ϕ_{ty} = 0,9 $\phi_{ty} P_{n.y}$ = 714,825 kN   > P_u = 660 kN

$$\frac{P_u}{\phi_{ty} P_{n.y}} = 0,923$$

Metode DKI:

Ω_{ty} = 1,67 $\frac{P_{n.y}}{\Omega_{ty}} = 475,599$ kN   > P_a = 440 kN

$$\frac{\Omega_{ty} P_a}{P_{n.y}} = 0,925$$

Putus Tarik

Hitung U sebagai nilai terbesar berdasarkan SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Pasal D3, Tabel D3.1 kasus 2.

Berdasarkan SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Pasal D3, untuk penampang terbuka, U tidak perlu lebih kecil daripada rasio luas utuh elemen-elemen tersambung dengan luas utuh seluruh penampang.

$$U_1 = \frac{b_f\ t_f}{A_g} = 0,755$$

Kasus 2:

$x_{bar} = y_{bar}$ ℓ = 300 mm

$$U_2 = 1 - \frac{x_{bar}}{\ell} = 0,942$$

Gunakan $U = max(U_1 , U_2) = 0,942$

Hitung A_n menggunakan SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Pasal B4.3.

$A_n = A_g$ = 3177 mm^2

Hitung A_e menggunakan SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Pasal D3.

$A_e = A_n U$ = 2993,793 mm^2

Kekuatan putus tarik:

$P_{n.r} = F_u A_e$ = 1227,455 kN

Berdasarkan SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Pasal D2, kekuatan putus tarik desain:

Metode DFBK:

ϕ_{tr} = 0,75 $\phi_{tr} P_{n.r}$ = 920,591 kN > P_u = 660 kN

$$\frac{P_u}{\phi_{tr} P_{n.r}} = 0{,}717$$

Metode DKI:

Ω_{tr} = 2 $\frac{P_{n.r}}{\Omega_{tr}} = 613{,}728$ kN > P_a = 440 kN

$$\frac{\Omega_{tr} P_a}{P_{n.r}} = 0{,}717$$

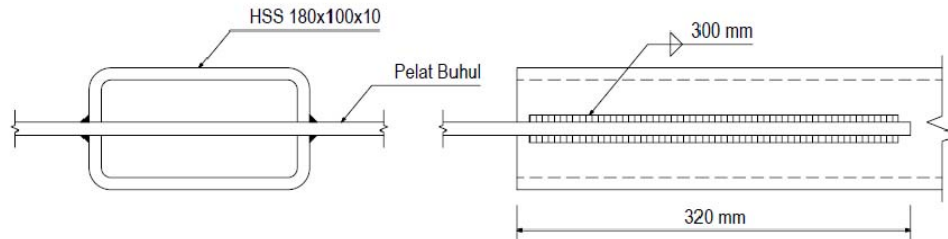
Pemeriksaan Batas Kelangsingan

$\frac{L}{r_x}$ = 248,963 < 300 berdasarkan SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Pasal D1 (o.k.)

Lihat BAB J untuk pemeriksaan kekuatan sambungan.

CONTOH D.4 BATANG TARIK PROFIL TABUNG PERSEGI PANJANG

Profil tabung persegi panjang 180x100x10 dengan material baja F_y = 250 MPa digunakan untuk menahan gaya tarik sebesar 150 kN akibat beban mati dan 450 kN akibat beban hidup. Panjang batang tarik 7,5 m. Periksa kekuatan batang tarik tersebut berdasarkan DFBK, jika pada ujung batang terdapat sambungan las sepanjang 300 mm pada pelat buhul dengan tebal 10 mm.

Periksa apakah profil tersebut memenuhi persyaratan kelangsingan batang tarik. Kekuatan sambungan dan pelat buhul dianggap tidak menentukan.

Solusi:

P_D = 150 kN P_L = 450 kN L = 7,5 m

Properti material baja:

F_y = 250 MPa F_u = 410 MPa

Properti penampang tabung persegi 180x100x10:

A_g = 4857mm^2

B = 100 mm

H = 180 mm

t = 10 mm

r_x = 38,9 mm

Berdasarkan Pasal 2 SNI 1727, *Beban minimum untuk perancangan bangunan gedung dan struktur lain*, kekuatan tarik perlu:

Metode DFBK: $P_u = 1{,}2\ P_D + 1{,}6\ P_L$ = 900 kN

Metode DKI: $P_a = P_D + P_L$ = 600 kN

Leleh Tarik

Berdasarkan SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Pasal D2, kekuatan leleh tarik:

$P_{n.y} = A_g F_y$ = 1214,25 kN

Metode DFBK:

ϕ_{ty} = 0,9 $\phi_{ty} P_{n.y}$ = 1092,825 kN > P_u = 900 kN

$$\frac{P_u}{\phi_{ty} P_{n.y}} = 0{,}824$$

Metode DKI:

Ω_{ty} = 1,67 $\dfrac{P_{n.y}}{\Omega_{ty}} = 727{,}096$ kN > P_a = 600 kN

$$\frac{\Omega_{ty} P_a}{P_{n.y}} = 0{,}825$$

Putus Tarik

Hitung U sebagai nilai terbesar berdasarkan SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Pasal D3, Tabel D3.1 kasus 6.

$x_{bar} = \dfrac{B^2 + 2BH}{4(B+H)}$ = 41,071 mm

ℓ = 300 mm

$U = 1 - \dfrac{x_{bar}}{\ell}$ = 0,863

Dengan adanya celah sebesar 1,6 mm antara profil tabung persegi dan pelat buhul:

t_p = 10 mm

$A_n = A_g - 2\,(t_p + 1{,}6 \text{ mm})t$ = 4625 mm^2

Hitung A_e menggunakan SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Pasal D3.

$A_e = A_n U$ = 3991,815 mm^2

Kekuatan putus tarik:

$P_{n.r} = F_u A_e$ = 1636,644 kN

Berdasarkan SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Pasal D2, kekuatan putus tarik desain:

Metode DFBK:

ϕ_{tr} = 0,75 $\phi_{tr} P_{n.r}$ = 1 227,483 kN > P_u = 900 kN

$$\frac{P_u}{\phi_{tr} P_{n.r}} = 0{,}733$$

Metode DKI:

Ω_{tr} = 2 $\frac{P_{n.r}}{\Omega_{tr}} = 818{,}322$ kN > P_a = 600 kN

$$\frac{\Omega_{tr} P_a}{P_{n.r}} = 0{,}733$$

Kekuatan tarik profil tabung persegi ditentukan oleh kekuatan putus tarik.

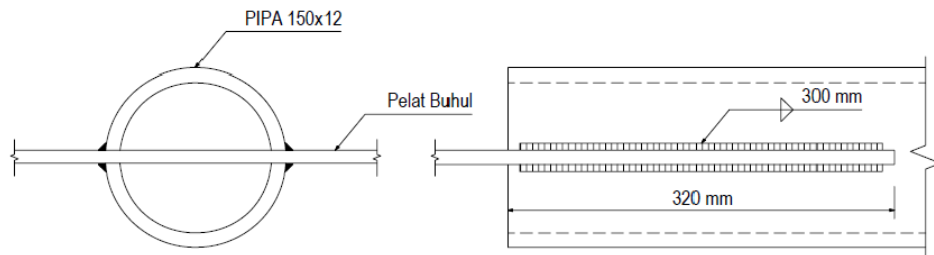
Pemeriksaan Batas Kelangsingan

$\frac{L}{r_x}$ = 192,802 < 300 berdasarkan SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Pasal D1 (o.k.)

Lihat Bab J untuk pemeriksaan kekuatan sambungan.

CONTOH D.5 BATANG TARIK PIPA

Profil pipa 150x12 dengan material baja F_y = 250 MPa digunakan untuk menahan gaya tarik sebesar 160 kN akibat beban mati dan 480 kN akibat beban hidup. Panjang batang tarik 9 m. Periksa kekuatan batang tarik tersebut berdasarkan DFBK, jika pada ujung batang terdapat sambungan las sepanjang 300 mm pada pelat buhul dengan tebal 12 mm.

Periksa apakah profil tersebut memenuhi persyaratan kelangsingan batang tarik. Kekuatan sambungan dan pelat buhul dianggap tidak menentukan.

Solusi:

P_D = 160 kN P_L = 480 kN L = 9 m

Properti material baja:

F_y = 250 MPa F_u = 410 MPa

Properti penampang Pipa 150x12:

A_g = 5 202 mm^2

D = 150 mm

t = 12 mm

r = 48,97 mm

Berdasarkan Pasal 2 SNI 1727, *Beban minimum untuk perancangan bangunan gedung dan struktur lain*, kekuatan tarik perlu:

Metode DFBK: $P_u = 1{,}2\ P_D + 1{,}6\ P_L$ = 960 kN

Metode DKI: $P_a = P_D + P_L$ = 640 kN

Leleh Tarik

Berdasarkan SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Pasal D2, kekuatan leleh tarik:

$P_{n.y} = A_g\ F_y$ = 1300,5 kN

Metode DFBK:

ϕ_{ty} = 0,9 $\phi_{ty} P_{n.y}$ = 1 170,45 kN > P_u = 960 kN

$$\frac{P_u}{\phi_{ty} P_{n.y}} = 0{,}820$$

Metode DKI:

Ω_{ty} = 1,67 $\dfrac{P_{n.y}}{\Omega_{ty}} = 778{,}743$ kN > P_a = 640 kN

$$\frac{\Omega_{ty} P_a}{P_{n.y}} = 0{,}822$$

Putus Tarik

Periksa apakah asumsi $A_e/A_g \geq 0{,}75$ terpenuhi.

Tentukan U berdasarkan SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Tabel D3.1 Kasus 5.

D = 150 mm

ℓ = 300 mm

$\dfrac{\ell}{D}$ = 2 > 1,3 oleh karena itu U = 1,00

Dengan adanya celah sebesar 1,6 mm antara profil pipa dan pelat buhul:

t_p = 12 mm

$A_n = A_g - 2\,(t_p + 1{,}6 \text{ mm})\, t = 4875{,}6 \text{ mm}^2$

Hitung A_e menggunakan SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Pasal D3.

$A_e = A_n\, U = 4\,875{,}6 \text{ mm}^2$

$\dfrac{A_e}{A_g} = 0{,}937$ (o.k., tetapi konservatif)

Kekuatan putus tarik adalah,

$P_{n.r} = F_u\, A_e$ = 1 998,996 kN

Berdasarkan SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Pasal D2, kekuatan putus tarik desain:

Metode DFBK:

ϕ_{tr} = 0,75 $\phi_{tr} P_{n.r}$ = 1 499,247 kN   > P_u = 960 kN

$$\frac{P_u}{\phi_{tr} P_{n.r}} = 0{,}640$$

Metode DKI:

Ω_{tr} = 2 $\frac{P_{n.r}}{\Omega_{tr}} = 999{,}498$ kN   > P_a = 640 kN

$$\frac{\Omega_{tr} P_a}{P_{n.r}} = 0{,}640$$

Kekuatan tarik profil pipa lingkaran ditentukan oleh kekuatan putus tarik.

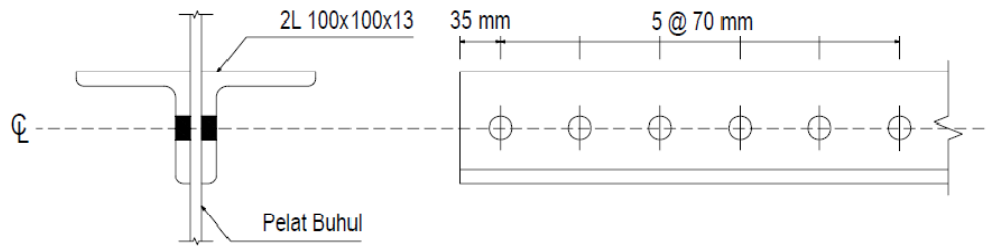
Pemeriksaan Batas Kelangsingan

$\frac{L}{r}$ = 183,786   <   300   berdasarkan SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Pasal D1 (o.k.)

Lihat Bab J untuk pemeriksaan kekuatan sambungan.

CONTOH D.6 BATANG TARIK PROFIL SIKU GANDA

Profil siku ganda 2L100x100x13 (lebar pemisah 10 mm) dengan material baja F_y = 250 MPa digunakan untuk menahan gaya tarik sebesar 180 kN akibat beban mati dan 540 kN akibat beban hidup. Panjang batang tarik 7,5 m. Periksa kekuatan batang tarik tersebut berdasarkan DFBK, jika pada ujung batang terdapat sambungan baut berdiameter 20 mm seperti tergambar.

Hitung juga panjang profil maksimum agar memenuhi persyaratan kelangsingan batang tarik. Kekuatan pelat buhul dan sambungan dianggap tidak menentukan.

Solusi:

P_D = 180 kN P_L = 540 kN L = 7,5 m

Properti material baja:

F_y = 250 MPa F_u = 410 MPa

Properti penampang L100×100×13:

A_g = 2 431 mm^2

t = 13 mm

x_{bar} = 29,4 mm

2L100×100×13 (s = 10 mm)

r_y = 30,4 mm

r_x = 46,2 mm

Berdasarkan Pasal 2 SNI 1727, *Beban minimum untuk perancangan bangunan gedung dan struktur lain*, kekuatan tarik perlu:

Metode DFBK: $P_u = 1{,}2\ P_D + 1{,}6\ P_L$ = 1 080 kN

Metode DKI: $P_a = P_D + P_L$ = 720 kN

Leleh Tarik

Berdasarkan SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Pasal D2, kekuatan leleh tarik:

$P_{n.y} = 2\ A_g\ F_y = 1\ 215{,}5$ kN

Metode DFBK:

$\phi_{ty} = 0{,}9$ $\phi_{ty}\ P_{n.y} = 1\ 093{,}95$ kN > $P_u = 1\ 080$ kN

$$\frac{P_u}{\phi_{ty} P_{n.y}} = 0{,}987$$

Metode DKI:

$\Omega_{ty} = 1{,}67$ $\frac{P_{n.y}}{\Omega_{ty}} = 727{,}844$ kN > $P_a = 720$ kN

$$\frac{\Omega_{ty} P_a}{P_{n.y}} = 0{,}989$$

Putus Tarik

Hitung U sebagai nilai terbesar berdasarkan SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Pasal D3, Tabel D3.1 kasus 2 dan kasus 8.

Berdasarkan SNI 1729, *Spesifikasi untuk gedung baja struktural* Pasal D3, untuk penampang terbuka, U tidak perlu lebih kecil daripada rasio luas utuh elemen-elemen tersambung dengan luas utuh seluruh penampang.

$U_1 = 0{,}500$

Kasus 2:

$x_{bar} = 29{,}4$ mm $\ell = 5\ (70\ \text{mm}) = 350$ mm

$$U_2 = 1 - \frac{x_{bar}}{\ell} = 0{,}916$$

Kasus 8, dengan 4 atau lebih alat penyambung per garis dalam arah pembebanan:

$U_3 = 0{,}800$

Gunakan $U = max(U_1\ , U_2\ , U_3) = 0{,}916$

Hitung A_n menggunakan SNI 1729, *Spesifikasi untuk gedung baja struktural* Pasal B4.3.

$d_h = 20\ \text{mm} + 1{,}6\ \text{mm} = 21{,}6$ mm

$A_n = 2\ A_g - 2\ (d_h + 1{,}6\ \text{mm})\ t = 4\ 258{,}8\ \text{mm}^2$

Hitung A_e menggunakan SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Pasal D3.

$A_e = A_n U$ = 3 901,061 mm^2

Kekuatan putus tarik adalah,

$P_{n.r} = F_u A_e$ = 1 599,435 kN

Berdasarkan SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Pasal D2, kekuatan putus tarik desain:

Metode DFBK:

ϕ_{tr} = 0,75 $\phi_{tr} P_{n.r}$ = 1 199,576 kN > P_u = 1 080 kN

$$\frac{P_u}{\phi_{tr} P_{n.r}} = 0,900$$

Metode DKI:

Ω_{tr} = 2 $\frac{P_{n.r}}{\Omega_{tr}}$ = 799,717 kN > P_a = 720 kN

$$\frac{\Omega_{tr} P_a}{P_{n.r}} = 0,9$$

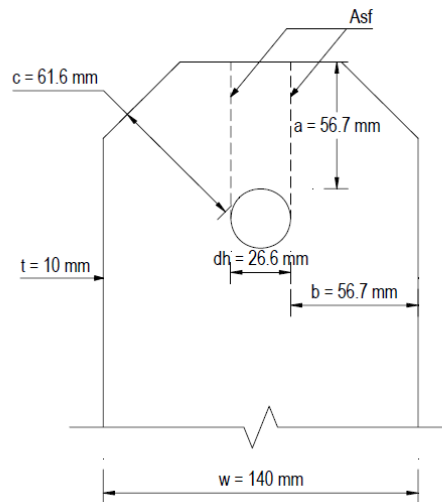
Pemeriksaan Batas Kelangsingan

$\frac{L}{r_x}$ = 162,338 < 300 berdasarkan SNI 1729, Pasal D1 (o.k.)

Catatan: Berdasarkan SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Pasal D4, jarak longitudinal antara alat penyambung pada batang dengan penampang tersusun dipasang sedemikian sehingga rasio kelangsingan setiap komponen penyusunnya tidak melebihi 300.

Lihat Bab J untuk pemeriksaan kekuatan sambungan.

CONTOH D.7 BATANG TARIK TERHUBUNG-SENDI

Suatu batang tarik terhubung-sendi dengan material baja F_y = 250 MPa digunakan untuk menahan gaya tarik sebesar 18 kN akibat beban mati dan 54 kN akibat beban hidup. Diameter pin (sendi) 25 mm dengan diameter lubang lebih besar 1,6 mm. Asumsikan kekuatan pin mencukupi. Periksa kekuatan tarik batang tersebut.

Solusi:

P_D = 12 kN P_L = 36 kN

Properti material baja:

F_y = 250 MPa F_u = 410 MPa

Dimensi-dimensi penampang:

w = 140 mm

t = 10 mm

d = 25 mm

a = 56,7 mm

c = 61,6 mm

$d_h = d$ + 1,6 mm = 26,6 mm

Periksa persyaratan dimensi berdasarkan SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Pasal D5.2.

1. $b_e = min(2\ t$ + 16 mm, 61,6 mm) = 36 mm

2. a = 56,7 mm > 1,33 b_e = 47,88 mm o.k.

3. w = 140 mm > 3 $b_e + d$ = 133 mm o.k.

4. c = 61,6 mm > a = 56,7 mm o.k.

Berdasarkan Pasal 2 SNI 1727, *Beban minimum untuk perancangan bangunan gedung dan struktur lain*, kekuatan tarik perlu:

Metode DFBK: $P_u = 1{,}2\ P_D + 1{,}6\ P_L = 72$ kN

Metode DKI: $P_a = P_D + P_L = 48$ kN

Putus Tarik

Hitung kekuatan putus tarik pada penampang bersih efektif.

$P_{ntr} = F_u\ 2t\ b_e = 295{,}2$ kN

Berdasarkan SNI 1729, *Spesifikasi untuk gedung baja struktural* Pasal D5.1, kekuatan putus tarik desain:

Metode DFBK:

$\phi_{tr} = 0{,}75$ $\phi_{tr} P_{ntr} = 221{,}4$ kN > $P_u = 72$ kN

$$\frac{P_u}{\phi_{tr} P_{ntr}} = 0{,}325$$

Metode DKI:

$\Omega_{tr} = 2$ $\dfrac{P_{ntr}}{\Omega_{tr}} = 147{,}6$ kN > $P_a = 48$ kN

$$\frac{\Omega_{tr} P_a}{P_{ntr}} = 0{,}325$$

Putus Geser:

$$A_{sf} = 2\ t\left(a + \frac{d}{2}\right) = 1\ 384\ \text{mm}^2$$

$P_{nsf} = 0{,}6\ F_u\ A_{sf} = 340{,}464$ kN

Berdasarkan SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Pasal D5.1, kekuatan putus geser desain:

Metode DFBK:

$\phi_{sf} = 0{,}75$ $\phi_{sf} P_{nsf} = 255{,}348$ kN > $P_u = 72$ kN

$$\frac{P_u}{\phi_{sf} P_{nsf}} = 0{,}282$$

Metode DKI:

$\Omega_{sf} = 2$ $\dfrac{P_{nsf}}{\Omega_{sf}} = 170{,}232$ kN > $P_a = 48$ kN

$$\frac{\Omega_{sf} P_a}{P_{nsf}} = 0{,}282$$

Kekuatan Tumpu

$A_{pb} = t\ d = 250\ \text{mm}^2$

$R_{npb} = 1{,}8\ F_y\ A_{pb} = 112{,}5$ kN

Berdasarkan SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Pasal J7, kekuatan tumpu desain:

Metode DFBK:

$\phi_{pb} = 0{,}75$ $\phi_{pb}\ R_{npb} = 84{,}375$ kN > $P_u = 72$ kN

$$\frac{P_u}{\phi_{pb} R_{npb}} = 0{,}853$$

Metode DKI:

$\Omega_{pb} = 2$ $\dfrac{R_{npb}}{\Omega_{pb}} = 56{,}25$ kN > $P_a = 48$ kN

$$\frac{\Omega_{pb} P_a}{R_{npb}} = 0{,}853$$

Leleh Tarik

$A_g = w\ t = 1{,}4 \times 10^3\ \text{mm}^2$

$P_{nty} = F_y\ A_g = 350$ kN

Berdasarkan SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Pasal D2, kekuatan leleh tarik desain:

Metode DFBK:

$\phi_t = 0{,}90$ $\phi_t\ P_{nty} = 315$ kN > $P_u = 72$ kN

$$\frac{P_u}{\phi_t P_{nty}} = 0{,}229$$

Metode DKI:

$\Omega_t = 1{,}67 \qquad \dfrac{P_{nty}}{\Omega_t} = 209{,}581\ kN \quad > \quad P_a = 48$ kN

$$\frac{\Omega_t P_a}{P_{nty}} = 0{,}229$$

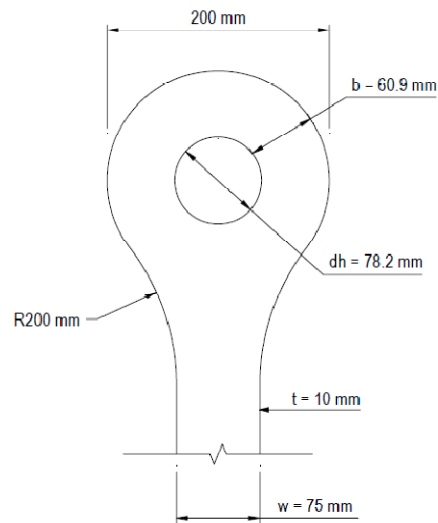
Kekuatan tarik ditentukan oleh kekuatan tumpu

$\phi P_n = min(\phi_{tr} P_{ntr}\ ,\ \phi_{sf} P_{nsf}\ ,\ \phi_{pb} R_{npb}\ ,\ \phi_t P_{nty}) = 84{,}375$ kN $>$ $P_u = 72$ kN

$$\frac{P_u}{\phi P_n} = 0{,}853$$

Lihat Contoh J.6 untuk kekuatan pin pada pelat dengan lubang bor

CONTOH D.8 BATANG TARIK *EYEBAR*

Sebuah *eyebar* dengan tebal 16 mm direncanakan menahan gaya tarik 120 kN akibat beban mati dan 60 kN akibat beban hidup. Material *eyebar* adalah baja dengan F_y = 250 MPa. Diameter pin 75 mm. Periksa kekuatan tarik batang tersebut.

Solusi:

P_D = 120 kN P_L = 60 kN

Properti material baja:

F_y = 250 MPa F_u = 410 MPa

Besaran-besaran penampang:

w = 75 mm

b = 56 mm

t = 16 mm

d_{head} = 200 mm

d = 75 mm

d_h = d + 0,781 mm = 75,781 mm

R = 200 mm

Periksa persyaratan dimensi berdasarkan SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Pasal D6.1 and D6.2.

1. t = 16 mm > 13 mm

2. w = 75 mm < $8t$ = 128 mm o.k.

3. d = 75 mm $>$ $\frac{7}{8}w$ = 65,625 mm o.k.

4. d_h = 75,781 mm $\leq$ d + 0,781 mm = 75,781 mm o.k.

5. R = 200 mm $>$ d_{head} = 200 mm o.k.

6. $\frac{2}{3}w$ = 50 mm $\leq$ b = 56 mm $\leq$ $\frac{3}{4}w$ = 56,25 mm o.k

.

Berdasarkan Pasal 2 SNI 1727, *Beban minimum untuk perancangan bangunan gedung dan struktur lain*, kekuatan tarik perlu:

Metode DFBK: $P_u = 1{,}2\ P_D + 1{,}6\ P_L = 240$ kN

Metode DKI: $P_a = P_D + P_L = 180$ kN

Leleh Tarik

$A_g = w\ t = 1\ 200\ \text{mm}^2$

$P_{nty} = F_y\ A_g = 300$ kN

Berdasarkan SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Pasal D2, kekuatan leleh tarik desain:

Metode DFBK:

$\phi_t = 0{,}90$ $\phi_t P_{nty} = 270$ kN $>$ $P_u = 240$ kN

$$\frac{P_u}{\phi_{ty} P_{nty}} = 0{,}889$$

Metode DKI:

$\Omega_{ty} = 1{,}67$ $\frac{P_{nty}}{\Omega_{ty}} = 179{,}641$ kN $<$ $P_a = 180$ kN

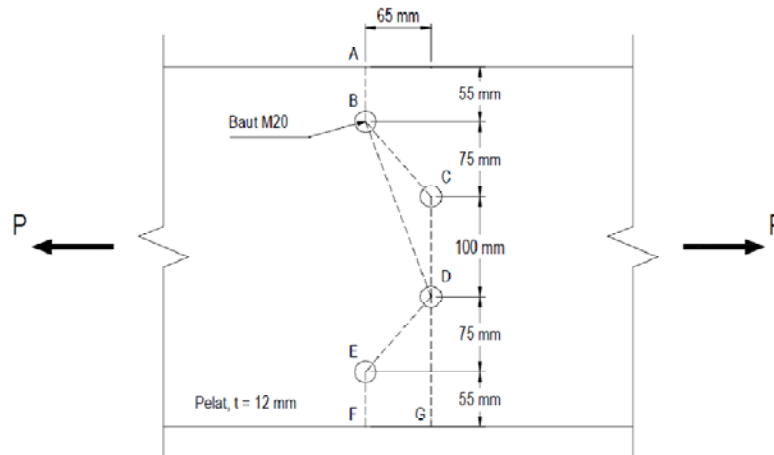
$$\frac{\Omega_{ty} P_a}{P_{nty}} = 1{,}002$$ (dapat dianggap sama dengan 1,0)

Kekuatan tarik *eyebar* ditentukan oleh kekuatan leleh tarik.

Catatan: Persyaratan detailing *eyebar* perlu diperhatikan untuk menjamin kegagalan ditentukan oleh kondisi leleh tarik. Alat penyambung pin juga perlu diperiksa terhadap kondisi leleh geser, dan kondisi tumpu jika mutu material pin lebih rendah daripada material *eyebar*.

Lihat Contoh J.6 untuk kekuatan pin pada pelat dengan lubang bor

CONTOH D.9 PELAT DENGAN BAUT BERSELING

Hitunglah A_n dan A_e untuk pelat dengan lebar 360 mm dan tebal 12 mm yang mengalam gaya tarik dengan lubang-lubang baut berseling di bawah ini.

Solusi:

Hitunglah diameter lubang baut berdasarkan SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Pasal B4.3.

d_{bolt} = 20 mm $\quad\quad$ $d_h = d_{bolt}$ + 1,6 mm = 21,6 mm

$d_{net} = d_h$ + 1,6 mm = 23,2 mm

Hitunglah lebar bersih untuk seluruh pola potongan melintang. Karena konfigurasi simetri, beberapa pola memiliki lebar efektif yang identik dan tidak perlu dihitung.

b = 360 mm $\quad$ s = 65 mm $\quad$ g_1 = 75 mm $\quad$ g_2 = 100 mm $\quad$ t_p = 12 mm

$w = b - \sum d_{net} + \sum \frac{S^2}{4g}$ berdasarkan SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Pasal B4.3.

Pola A-B-E-F: $\quad w_1 = b - 2\ d_{net}$ = 313,6 mm

Pola A-B-C-D-E-F: $w_2 = b - 4\ d_{net} + 2\frac{S^2}{4g_1}$ = 295,367 mm

Pola A-B-C-D-G : $w_3 = b - 3\ d_{net} + \frac{S^2}{4g_1}$ = 304,483 mm

Pola A-B-D-E-F : $w_4 = b - 3\ d_{net} + \frac{S^2}{4g_1} + \frac{S^2}{4(g_1+g_2)}$ = 310,519 mm

Sehingga, $\quad w_{min} = min(w_1, w_2, w_3, w_4)$ = 295,367 mm

$A_n = w_{min}\ t_p = 3544{,}4\ \text{mm}^2$

Berdasarkan SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Tabel D3.1 kasus 1, karena beban tarik disalurkan pada seluruh elemen melalui baut,

$U = 1{,}0$

$A_e = U\ A_n = 3\ 544{,}4\ \text{mm}^2$

Bab E Desain Komponen Struktur untuk Tekan

Bab E ini meliputi desain komponen struktur tekan, yang paling umum di antaranya adalah kolom.

- profil kolom sayap lebar
- PSB
- siku ganda
- siku tunggal

Dalam SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural*, DKI dan DFBK akan memberikan desain yang identik bila beban hidup adalah kira-kira tiga kali beban mati.

Desain profil tersusun dengan elemen langsing dapat menjadi tidak efisien, dianjurkan menggunakan profil canai panas.

E1. KETENTUAN UMUM

Kekuatan tekan desain, $\phi_c P_n$, dan kekuatan tekan izin, P_n / Ω_c, ditentukan sebagai berikut:

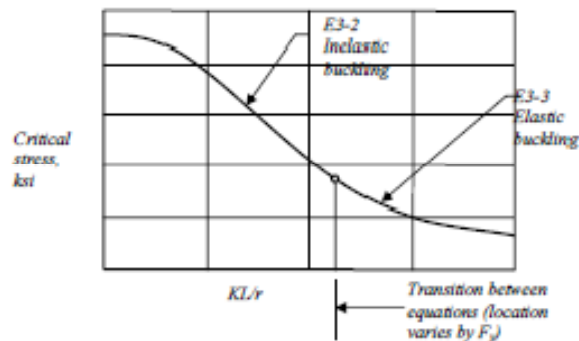
P_n = kekuatan tekan nominal berdasarkan ragam tekuk yang menentukan

ϕ_c = 0,90 (DFBK) $\qquad$ Ω_c = 1,67 (DKI)

E2. PANJANG EFEKTIF

Dalam SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* tidak ada batasan pada kelangsingan, *KL*/*r*. Dalam SNI 1729 direkomendasikan bahwa *KL*/*r* tidak melebihi 200, sebagai batas praktis berdasarkan pertimbangan profesional dan ekonomis.

E3. TEKUK LENTUR KOMPONEN STRUKTUR TANPA ELEMEN PENAMPANG LANGSING

Penampang nonlangsing, termasuk kolom profil I tersusun nonlangsing dan kolom PSB nonlangsing, ditentukan oleh ketentuan-ketentuan ini. Kurva desain umum untuk tegangan kritis versus *KL*/*r* ditunjukkan dalam Gambar E-1.

Gambar E-1 Kurva kolom standar

Notasi *L* yang digunakan dalam bab ini adalah panjang antara titik-titik yang terbreis terhadap perpindahan lateral dan/atau perpindahan rotasi

E4. TEKUK TORSI DAN TEKUK TORSI LENTUR KOMPONEN STRUKTUR TANPA ELEMEN LANGSING

Pasal ini adalah yang paling umum berlaku untuk siku ganda dan profil T, yang memiliki satu sumbu simetri mengalami tekuk torsi dan tekuk torsi lentur.

E5. KOMPONEN STRUKTUR TEKAN SIKU TUNGGAL

Kekuatan komponen struktur tekan siku tunggal yang tersedia tidak diberikan dalam contoh disini.

E6. KOMPONEN STRUKTUR TERSUSUN

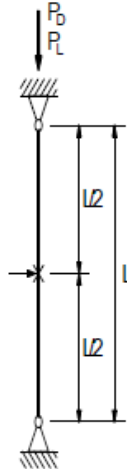
Pasal ini menyarankan pemilihan komponen-komponen struktur tersusun tanpa elemen-elemen langsing, sehingga membuat analisis relatif mudah.

E7. KOMPONEN STRUKTUR DENGAN ELEMEN LANGSING

Desain komponen struktur ini serupa dengan komponen-komponen struktur tanpa elemen-elemen langsing kecuali bahwa formula dimodifikasi dengan suatu faktor reduksi untuk elemen langsing, *Q*. Perhatikan kesamaan Persamaan E7-2 dengan Persamaan E3-2 SNI 1729, dan kesamaan Persamaan E7-3 Persamaan dengan Persamaan E3-3 SNI 1729.

Contoh-contoh desain telah dimasukkan dalam Bab E ini untuk komponen struktur profil I tersusun dengan badan langsing dan sayap langsing. Contoh juga telah disertakan untuk siku ganda, WT, dan profil PSB dengan elemen langsing.

CONTOH E.1. PERHITUNGAN KUAT TEKAN PROFIL WF

Hitung kekuatan tekan yang tersedia dari suatu profil WF 350x175x7x11 dengan panjang tak terbreis terhadap sumbu kuat 9 m dan panjang tak terbreis terhadap sumbu lemah dan torsional sebesar 4,5 m. F_y = 250 MPa. E = 200 000 MPa. P_D = 200 kN dan P_L = 275 kN.

Data profil 350x175x7x11:

A_g = 6 314 mm^2

r_x = 147 mm

r_y = 39,5 mm

E = 200 000 MPa

F_y = 250 MPa

Solusi:

Untuk kondisi pin-pin, K = 1,0 $K\ L_x$ = 1,0 (9 m) = 9 m $K\ L_y$ = 1,0 (4,5 m) = 4,5 m

Kontrol kelangsingan

$$\frac{KL_x}{r_x} = 61{,}224$$

$$\frac{KL_y}{r_y} = 113{,}924 \quad \text{yang menentukan}$$

Tegangan Kritis

Menghitung tegangan tekuk kritis elastik, F_e

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL_y}{r_y}\right)^2} = 152{,}089 \text{ MPa}$$

Menghitung tegangan tekuk lentur, F_{cr}

$4{,}71\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 133{,}219$ karena $\frac{KL_y}{r_y} = 113{,}924 < 133{,}219$

maka $F_{cr} = 0{,}658\left(0{,}658^{\frac{F_y}{F_e}}\right)F_y = 125{,}645$ MPa

Kekuatan Tekan Nominal $P_n = F_{cr}\,A_g = 793{,}322$ kN

Dari SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Pasal E1, Kekuatan Tekan Yang Tersedia adalah :

DFBK

$\phi_c = 0{,}9$ $\phi_c\ P_n = 713{,}99$ kN $P_u = 1{,}2 \times 200 \text{ kN} + 1{,}6 \times 275 \text{ kN} = 680$ kN

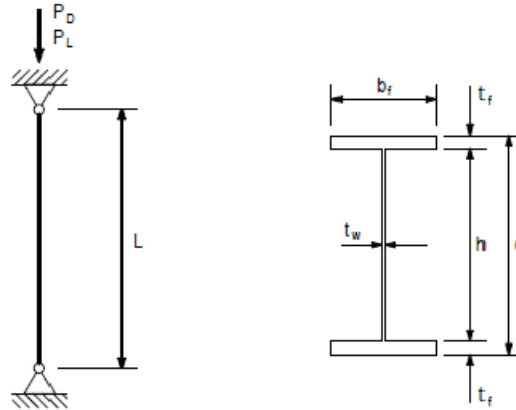
$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} = 0{,}9524$$

DKI

$\Omega_c = 1{,}67$ $\frac{P_n}{\Omega_c} = 475{,}043$ kN $P_c = 200 \text{ kN} + 275 \text{ kN} = 475$ kN

$$\frac{P_c}{\frac{P_n}{\Omega_c}} = 0{,}9999$$

CONTOH E.2. KOLOM TERSUSUN DENGAN BADAN LANGSING

Verifikasi suatu kolom tersusun, dengan ukuran sayap **PL1** 25 mm x 200 mm dan ukuran badan **PL2** 6 mm x 380 mm. Kontrol apakah kolom ini mampu menahan gaya tekan aksial akibat beban mati P_D = 500 kN dan akibat beban hidup P_L = 600 kN.
Panjang kolom = 4,5 m dan kedua ujungnya berupa sendi terhadap kedua sumbu. F_y = 250 MPa. E = 200 000 MPa.

Solusi:

E = 200 000 MPa $\quad F_y$ = 250 MPa $\quad \upsilon$ = 0,3 $\quad G = \dfrac{E}{2(1+\upsilon)}$

Properti geometri

Kolom tersusun:

d = 430 mm

b_f = 200 mm $\quad t_f$ = 25 mm

$h = d - 2t_f$ = 380 mm

t_w = 6 mm

Properti penampang tersusun (dengan mengabaikan pengaruh las)

$A = 2(b_f\, t_f) + h\, t_w$ = 1,228 x 10^4 mm^2

$I_y = \dfrac{2t_f\, b_f^3}{12} + \dfrac{h\, t_w^3}{12}$ = 3,334 x 10^7 mm^4 $\qquad r_y = \sqrt{\dfrac{I_y}{A}}$ = 52,106 mm

$I_x = 2\left(\dfrac{1}{12} b_f\, t_f^3\right) + \dfrac{1}{12} t_w\, h^3 + 2\left[b_f\, t_f \left(\dfrac{d - t_f}{2}\right)^2\right]$ = 4,38 x 10^8 mm^4

Tegangan Tekuk Lentur Elastik

Untuk kondisi pin-pin, K = 1,0

Karena panjang tak terbreis sama untuk kedua sumbu lentur, maka sumbu *y-y* adalah sumbu yang menentukan

Kontrol kelangsingan

KL_y = 1,0 (4,5 m) = 4,5 m KL_z = 1,0 (4,5 m) = 4,5 m

$$\frac{KL_y}{r_y} = 86{,}363$$

Tegangan Kritis

Menghitung tegangan tekuk kritis elastik, F_e

$$F_{ey} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL_y}{r_y}\right)^2} = 264{,}651 \text{ MPa}$$

Tegangan tekuk torsional kritis elastik

Catatan: Tekuk torsional umumnya tidak menentukan jika $KL_y > KL_z$. Meskipun demikian disini dilakukan pengecekkan sebagai ilustrasi perhitungan.

$h_o = d - t_f$

$$c_w = \frac{I_y\, h_0^2}{4} = 1{,}367 \text{ X } 10^{12} \text{ mm}^6$$

$$J = \frac{\sum b\, t^3}{3} \qquad J = \frac{2\left(b_f\, t_f^3\right) + h\, t_w^3}{3} = 2{,}111 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$F_{et} = \left[\frac{\pi E\, C_w}{\left(K\, L_z\right)^2} + G\, J\right]\frac{1}{I_x + I_y} = 434{,}448 \text{ MPa} \quad > \quad 264{,}651 \text{ MPa}$$

Jadi yang menentukan adalah $F_e = F_{ey}$

Kelangsingan

Cek kelangsingan sayap dengan menggunakan Tabel B4.1a SNI, kemudian menghitung Q_s, faktor reduksi elemen sayap tanpa pengaku dengan menggunakan Pasal E7.1 SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural.*

Hitung k_c dengan menggunakan Tabel B4.1b catatan (a) di SNI 1729

$$k_c = \frac{4}{\sqrt{\frac{h}{t_w}}} = 0,503$$ berada diantara 0,35 dan 0,76

untuk sayap,

$b = \frac{b_f}{2}$ $\quad t = t_f\, b \quad$ $\lambda = \frac{b}{t} = 4$

Hitung rasio kelangsingan batas untuk sayap, λ_r, dari SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Tabel B4.1a kasus 2

$$\lambda_r = 0,64\sqrt{\frac{k_c E}{F_y}} = 12,834$$

$\lambda = \lambda_r$, maka sayap tidak langsing dan Q_s = 1

Cek kelangsingan pada badan profil, kemudian hitung Q_a, faktor reduksi elemen (badan) yang diperkaku, menggunakan SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Pasal E7.2

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = 63,333$$

Hitung batas kelangsingan untuk badan sesuai SNI 1729 Tabel B4.1a kasus 5

$$\lambda_r = 1,49\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 42,144$$

Karena $\lambda > \lambda_r$, berarti bagian badan profil, langsing

Gunakan Persamaan E7-17, ambil *f* sebagai F_{cr} yang digitung berdasarkan *Q* = 1

Menghitung tegangan tekuk lentur, F_{cr}

$4,71\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 133,219$ $\quad$ karena $\frac{KL_y}{r_y} = 86,363 \quad < \quad 133,219$

maka $\quad F_{cr} = \left(0,658^{\frac{F_y}{F_e}}\right)F_y = 168,356$ MPa $\quad f = F_{cr}$

$$b_e = min\left[h, 1{,}92\, t_w \sqrt{\frac{E}{f}}\left(1 - \frac{0{,}34}{\frac{h}{t_w}}\sqrt{\frac{E}{f}}\right)\right] = 323{,}589 \text{ mm}$$

$A_e = b_e\, t_w + 2\, b_f\, t_f = 1{,}194 \times 10^4 \text{ mm}^2$ $\qquad Q_a = \dfrac{A_e}{A} = 0{,}972$ $\qquad Q_s = 1$

$Q = Q_s\, Q_a = 0{,}972$

Tegangan Tekuk Lentur

Menghitung tegangan tekuk lentur, F_{cr}

$4{,}71\sqrt{\dfrac{E}{Q\,F_y}} = 135{,}094$ karena $\dfrac{KL_y}{r_y} = 86{,}363 < 133{,}219$

$$F_{cr} = \left(0{,}658^{\frac{Q\,F_y}{F_e}}\right)F_y = 170{,}201 \text{ MPa}$$

Kekuatan Tekan Nominal $\qquad P_n = F_{cr}\, A = 2{,}09 \times 10^3$ kN

Dari SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Pasal E1, Kekuatan Tekan Yang Tersedia adalah:

DFBK

$\phi_c = 0{,}9$ $\qquad \phi_c\, P_n = 1{,}881 \times 10^3$ kN $\qquad P_u = 1{,}2 \times 500 \text{ kN} + 1{,}6 \times 600 \text{ kN} = 1{,}56 \times 10^3$ kN

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} = 0{,}8293$$

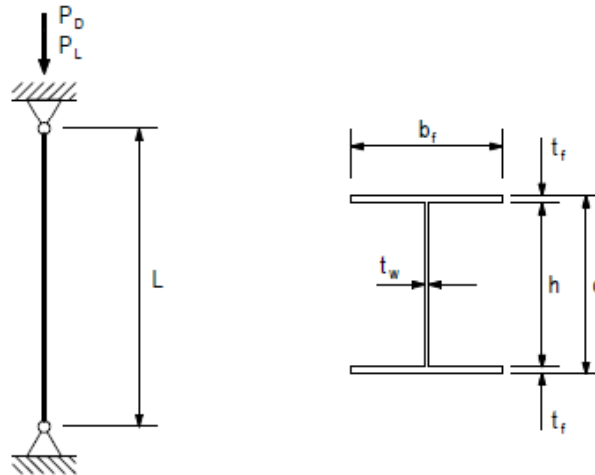
DKI

$\Omega_c = 1{,}67$ $\qquad \dfrac{P_n}{\Omega_c} = 1{,}252 \times 10^3$ kN $\qquad P_c = 500 \text{ kN} + 600 \text{ kN} = 1{,}1 \times 10^3$ kN

$$\frac{\Omega_c P_c}{P_n} = 0{,}8789$$

CONTOH E.3. KOLOM TERSUSUN DENGAN SAYAP LANGSING

Hitunglah suatu kolom tersusun, dengan ukuran sayap PL1 10 mm x 350 mm dan ukuran badan PL2 6 mm x 180 mm. Kontrol apakah kolom ini mampu menahan gaya tekan aksial akibat beban mati P_D = 400 kN dan akibat beban hidup P_L= 500 kN.

Panjang kolom = 4,5 m dan kedua ujungnya berupa sendi terhadap kedua sumbu. F_y = 250 MPa. E = 200 000 MPa.

Solusi:

E = 200 000 MPa $\quad F_y$ = 250 MPa $\quad \upsilon$ = 0,3 $\quad G = \dfrac{E}{2(1+\upsilon)}$

Properti geometri

Kolom tersusun

d = 200 mm

b_f = 350 mm $\quad t_f$ = 10 mm

$h = d - 2t_f$ = 180 mm

t_w = 6 mm

Properti Penampang tersusun (dengan mengabaikan pengaruh las)

$A = 2\,(b_f t_f) + h\,t_w = 8{,}08 \times 10^3$ mm^2

$$I_y = \frac{2t_f\,b_f^3}{12} + \frac{h\,t_w^3}{12} = 7{,}146 \times 10^7 \text{ mm}^4 \qquad r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = 94{,}044 \text{ mm}$$

$$I_x = 2\left(\frac{1}{12} b_f\, t_f^3\right) + \frac{1}{12} t_w\, h^3 + 2\left[b_f\, t_f \left(\frac{d - t_f}{2}\right)^2\right] = 6{,}615 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

Kelangsingan

Cek kelangsingan sayap dengan menggunakan Tabel B4.1a SNI 1729, kemudian hitung Q_s, faktor reduksi elemen sayap tanpa pengaku dengan menggunakan Pasal E7.1 SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural.*

Hitung k_c dengan menggunakan Tabel B4.1b catatan (a) di SNI 1729.

$$k_c = \frac{4}{\sqrt{\frac{h}{t_w}}} = 0{,}73$$ berada diantara 0,35 dan 0,76

untuk sayap,

$b = \frac{b_f}{2}$ $t = t_f$ $\lambda = \frac{b}{t} = 17{,}5$

Hitung rasio kelangsingan batas untuk sayap, λ_r, dari SNI 1729 Tabel B4.1a kasus 2

$$\lambda_r = 0{,}64\sqrt{\frac{k_c E}{F_y}} = 15{,}469$$

$\lambda > \lambda_r$, maka sayap tidak langsing dan Q_s harus dihitung dan < 1,0

Hitung Q_s berdasarkan SNI 1729 Pasal E7.1(b).

Tentukan persamaan yang sesuai untuk menghitung Q_s, berdasarkan batas yang terdapat dalam Persamaan E7-7 sampai E7-9

$$0{,}64\sqrt{\frac{k_c E}{F_y}} = 15{,}469$$

$$1{,}17\sqrt{\frac{k_c E}{F_y}} = 28{,}28$$

Karena 15,469 < 17,5 < 28.28, maka dipergunakan Persamaan E7-8 SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural.*

$$Q_s = 1{,}415 - 0{,}65\lambda\sqrt{\frac{F_y}{E k_c}} = 0{,}944$$ Persamaan E7-8

Cek kelangsingan pada badan profil, kemudian hitung Q_a, faktor reduksi elemen (badan) yang diperkaku, menggunakan SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Pasal E7.2

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = 30$$

Hitung batas kelangsingan untuk badan sesuai SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Tabel B4.1a kasus 5.

$$\lambda_r = 1,49\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 42,144$$

Karena $\lambda < \lambda_r$, berarti bagian badan profil, tidak langsing, Q_a = 1

$Q = Q_s\, Q_a$ = 0,944

Tegangan Tekuk Lentur Elastik

Untuk batang tekan dengan elemen penampang yang langsing, SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Pasal E7 berlaku. Kuat tekan nominal, P_n, harus dihitung berdasarkan kondisi batas lentur, torsional dan tekuk torsional lentur. Tergantung kelangsingan kolom, SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Persamaan E7-2 atau E7-3 bisa digunakan. F_e digunakan di kedua persamaan dan dihitung sebagai terkecil antara Persamaan E3-4 dan E4-4 SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural*.

Untuk kondisi pin-pin, K =1,0 — Karena panjang tak terbreis sama untuk kedua sumbu lentur, maka sumbu *y-y* adalah sumbu yang menentukan

Kontrol kelangsingan

KL_y = 1,0 (4,5 m) = 4,5 m — KL_z = 1,0 (4,5 m) = 4,5 m

$$\frac{KL_y}{r_y} = 47,85$$

Tegangan kritis elastik, F_{ey} untuk tekuk lentur terhadap sumbu y

$$F_{ey} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL_y}{r_y}\right)^2} = 862,116 \text{ MPa}$$

Persamaan E3-4 SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural.*

Tegangan kritis elastik, F_{et}, untuk Tekuk Torsional

$h_o = d - t_f$

$$C_W = \frac{I_y\, h_o^2}{4} = 6,449 \times 10^{11} \text{ mm}^6$$

$$J = \frac{\sum b\, t^3}{3} \qquad J = \frac{2\left(b_f\, t_f^3\right) + h\, t_w^3}{3} = 2,463 \times 10^5 \text{ mm}^4$$

$$F_{et} = \left[\frac{\pi E\, C_w}{(K\, L_z)^2} + G\, J \right] \frac{1}{I_x + I_y}$$ = 283,095 MPa Persamaan E4-4 SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural.*

Jadi yang menentukan adalah $F_e = F_{et}$

Tegangan Tekuk Lentur

Menghitung tegangan tekuk lentur, F_{cr}

$4{,}71\sqrt{\dfrac{E}{Q\,F_y}}$ = 137,085 karena $\dfrac{KL_y}{r_y}$ = 47,85 < 137,085

$$F_{cr} = \left(0{,}658^{\frac{Q\,F_y}{F_e}} \right) F_y$$ = 176,336 MPa

Kekuatan Tekan Nominal $P_n = F_{cr}\,A$ = 1,425 x 10^3 kN

Dari SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Pasal E1, Kekuatan Tekan Yang Tersedia adalah:

DFBK

ϕ_c = 0,9 $\phi_c\, P_n$ = 1,282 x 10^3 kN P_u = 1,2 x 400 kN + 1,6 x 500 kN = 1,28 x 10^3 kN

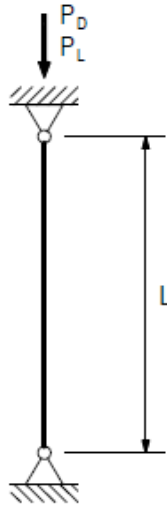
$\dfrac{P_u}{\phi_c P_n}$ = 0,9982

DKI

Ω_c = 1,67 $\dfrac{P_n}{\Omega_c}$ = 853,172 kN P_c = 400 kN + 500 kN = 900 kN

$\dfrac{\Omega_c P_c}{P_n}$ = 1,0549

CONTOH E.4. BATANG TEKAN SIKU GANDA DENGAN ELEMEN TIDAK LANGSING

Verifikasi kekuatan batang tekan dari profil tersusun siku ganda 2L100x100x10 (dengan celah 10 mm). Kontrol apakah kolom ini mampu menahan gaya tekan aksial akibat beban mati P_D = 400 kN dan akibat beban hidup P_L= 500 kN. Panjang kolom = 2,5 m dan kedua ujungnya berupa sendi terhadap kedua sumbu lentur. F_y = 250 MPa. E = 200 000 MPa

Solusi:

E = 200 000 MPa υ = 0,3 $G = \dfrac{E}{2(1+\upsilon)}$ F_y = 250 MPa

Properti geometri

Profil tunggal

r_z = 19,5 mm A_1 = 1 900 000 mm^2

b = 100 mm t = 10 mm C_y = 28,2 mm

I_{x1} = 175 000 cm^4 = 1,75 x 10^9 mm^4

$I_{y1} = I_{x1}$ siku sama kaki

$$J = \frac{1}{3}\left[\left(b - \frac{t}{2}\right)2\right]t^3 = 6{,}333 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

Profil tersusun

celah d_c = 10 mm x_o = 0 mm $y_o = C_y - 0{,}5\, t$

$A_g = 2\, A_1$ = 3,8 x 106 mm^2

Terhadap sumbu *x*

$I_x = 2\ I_{x1}$ $r_x = \sqrt{\dfrac{I_x}{A_g}}$ = 30,349 mm KL_x = 1,0 (2,5 m) = 2,5 m

$\dfrac{KL_x}{r_x}$ = 82,375

Terhadap sumbu *y*

$I_y = 2\ A_1\ (C_y + 0{,}5\ d_c)^2 + 2\ I_{y1} = 7{,}689 \times 10^9\ \text{mm}^4$

$r_x = \sqrt{\dfrac{I_x}{A_g}}$ = 44,981 mm KL_y = 1,0 (2,5 m) = 2,5 m $\dfrac{KL_y}{r_y}$ = 55,579

$$\bar{r}_o = \sqrt{x_o^2 + y_o^2 + \frac{I_x + I_y}{A_g}} = 59{,}013 \text{ mm}$$

$$H = 1 - \left(\frac{x_o^2 + y_o^2}{\bar{r}_o^2} \right) = 0{,}845$$

Menurut Pasal E6.2 SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural*, rasio kelangsingan efektif dari komponen individu pembentuk penampang tersusun berdasarkan jarak antara pelat penghubung, *a*, tidak boleh melampaui 3/4 kelangsingan maksimum profil tersusun.

$\lambda_{max} = \dfrac{K\ L_x}{r_x}$ K = 1,0

maka $a_{max} = \dfrac{3}{4} \dfrac{\lambda_{max} r_z}{K}$ = 1,205 m

Jika jumlah medan yang digunakan n = 3 maka $a = \dfrac{KL_x}{n}$ = 0,833 m

Kontrol Kelangsingan

$\lambda = \dfrac{b}{t}$ = 10

Menghitung rasio kelangsingan batas, λ_r, SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Tabel B4.1a Kasus 3.

$\lambda_r = 0{,}45 \sqrt{\dfrac{E}{F_y}}$ = 12,728 karena lebih besar dari λ, jadi tidak ada elemen langsing untuk batang tekan tanpa elemen langsing, SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Pasal E3 dan E4 bisa digunakan.

Kekuatan tekan nominal, P_n, harus ditentukan berdasarkan kondisi batas tekuk lentur, tekuk torsional dan tekuk torsional lentur.

Tekuk lentur terhadap sumbu *x-x*

$$F_{ex} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL_x}{r_x}\right)^2} = 290{,}894 \text{ MPa}$$

Menghitung tegangan tekuk lentur, F_{cr}

$$4{,}71\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 133{,}219 \qquad \text{karena} \quad \frac{KL_x}{r_x} = 82{,}375 \quad < \quad 133{,}219$$

$$F_{crx} = \left(0{,}658^{\frac{F_y}{F_{ex}}}\right) F_y = 174{,}47 \text{ MPa}$$

Tekuk torsional dan Tekuk torsional-lentur

Untuk komponen siku ganda tidak langsing, SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Persamaan E4-2 bisa digunakan.

F_{cry} diambil sebagai F_{cr}, untuk tekuk lentur terhadap sumbu *y-y* dari SNI 1729 untuk Persamaan E3-2 dan E3-3 sesuai yang diperlukan.

Dengan menggunakan SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Pasal E6, hitung kelangsingan modifikasi KL/r_y untuk batang tersusun dengan alat penyambung las atau baut pratarik. Anggap paling sedikit digunakan dua konektor.

$$\frac{a}{r_z} = 42{,}735 \quad > \quad \text{dari } 40 \qquad \text{untuk siku saling berpunggungan } K_i = 0{,}5$$

maka $$\lambda_m = \sqrt{\left(\frac{KL_y}{r_y}\right)^2 + \left(\frac{K_i a}{r_z}\right)^2} = 59{,}545 \quad < \quad 134$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\lambda_m^2} = 556{,}725 \text{ MPa}$$

$$F_{cry} = \left(0{,}658^{\frac{F_y}{F_e}}\right) F_y = 207{,}164 \text{ MPa}$$

$$F_{crz} = \frac{2G J}{A_g r_o^2} = 0{,}736 \text{ MPa} \qquad \text{angka dua karena ada dua siku}$$

$$F_{cr} = \left(\frac{F_{cry} + F_{crz}}{2H}\right)\left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 F_{cry} F_{crz} H}{\left(F_{cry} + F_{crz}\right)^2}}\right] = 0{,}736 \text{ MPa}$$ **menentukan**

atau $F_{cr} = min\left(F_{cr}, F_{crx}\right)$

Kekuatan Tekan Nominal $P_n = F_{cr} A_g$ = 2 796,263 kN

Dari SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Pasal E1, Kekuatan Tekan Yang Tersedia adalah:

DFBK

ϕ_c = 0,9 $\phi_c P_n$ = 2,517 x 10^3 kN P_u = 1,2 x 400 kN + 1,6 x 500 kN = 1,28 x 10^3 kN

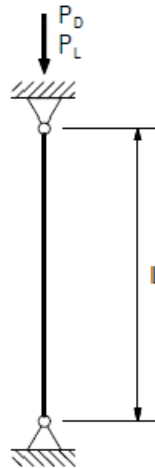
$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} = 0{,}5086$$

DKI

Ω_c = 1,67 $\frac{P_n}{\Omega_c}$ = 1,674 x 10^3 kN P_c = 400 kN + 500 kN = 900 kN

$$\frac{\Omega_c P_c}{P_n} = 0{,}5375$$

CONTOH E.5. BATANG TEKAN SIKU GANDA DENGAN ELEMEN LANGSING

Verifikasi kekuatan batang tekan dari profil tersusun siku ganda 2L 75x100x7 (dengan celah 8 mm). Kontrol apakah kolom ini mampu menahan gaya tekan aksial akibat beban mati P_D = 100 kN dan akibat beban hidup P_L= 120 kN. Panjang kolom = 2,5 m dan kedua ujungnya berupa sendi terhadap kedua sumbu lentur. F_y = 250 MPa. E = 200 000 MPa.

Solusi: E = 200 000 MPa υ = 0,3 $G = \dfrac{E}{2(1+\upsilon)}$ F_y = 250 MPa

Properti geometri

Profil tunggal

r_z = 16 mm A_1 = 11,9 cm^2 = 1,19 x 10^3 mm^2

b_1 = 100 mm b_2 = 75 mm t = 7 mm

C_y = 18,3 mm C_x = 30,6 mm

I_{x1} = 118 cm^4 = 1,18 x 10^6 mm^4 I_{y1} = 56,9 cm^4 = 5,69 x 10^5 mm^4

$$J = \frac{1}{3}\left[\left(b_1 - \frac{t}{2}\right) + \left(b_2 - \frac{t}{2}\right)\right]t^3 = 1{,}921 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

Profil tersusun

celah d_c = 8 mm x_o = 0 mm $y_o = C_x - 0{,}5\,t$ = 27,1 mm

$A_g = 2\,A_1$ = 2,38 x 10^3 mm^2

Terhadap sumbu *x*

$I_x = 2\ I_{x1}$ $\quad r_x = \sqrt{\dfrac{I_x}{A_g}}$ = 31,49 mm $\quad KL_x$ = 1,0 (2,5 m) = 2,5 m

$\dfrac{K\ L_x}{r_x}$ = 79,391

Terhadap sumbu *y*

$I_y = 2A_1\left(c_y + 0,5d_c\right)^2 + 2I_{y1}$ = 2,322 x 10^6 mm^4

$r_y = \sqrt{\dfrac{I_y}{A_g}}$ = 31,232 mm $\quad KL_y$ = 1,0 (2,5 *m*) = 2,5 m $\quad \dfrac{KL_y}{r_y}$ = 80,046

$\bar{r}_o = \sqrt{x_o^2 + y_o^2 + \dfrac{I_x + I_y}{A_g}}$ = 51,975 mm $\quad H = 1 - \left(\dfrac{x_o^2 + y_o^2}{\bar{r}_o^2}\right)$ = 0,728

Menurut Pasal E6.2 SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural*, rasio kelangsingan efektif dari komponen individu pembentuk penampang tersusun berdasarkan jarak antara pelat penghubung, *a*, tidak boleh melampaui 3/4 kelangsingan maksimum profil tersusun.

$\lambda_{max} = \dfrac{KL_x}{r_x}$ $\quad K$ = 1,0

maka $\quad a_{max} = \dfrac{3}{4}\dfrac{\lambda_{max} r_z}{K}$ = 0,953 m

Jika jumlah medan yang digunakan $\quad n = 3 \quad$ *maka* $\quad a = \dfrac{K\ L_x}{n}$ = 0,833 m

Kontrol Kelangsingan

$b = max\left(b_1, b_2\right)$ $\quad \lambda = \dfrac{b}{t}$ = 14,286

Menghitung rasio kelangsingan batas, λ_r , SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Tabel B4.1a Kasus 3

$\lambda_r = 0,45\sqrt{\dfrac{E}{F_y}}$ = 12,728 $\quad$ karena lebih kecil dari λ , elemen langsing

Untuk batang tekan siku ganda dengan elemen langsing, SNI 1729 Pasal E7 bisa digunakan.

Kekuatan tekan nominal, P_n, harus ditentukan berdasarkan kondisi batas tekuk lentur, tekuk torsional dan tekuk torsional lentur. F_{cr} ditentukan dengan SNI 1729 Persamaan E7-2 atau Persamaan E7-3.

Menghitung faktor reduksi kelangsingan, Q_s, untuk siku individu dengan menggunakan SNI 1729, Persamaan E7-11 SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Pasal E7.1c.

$$0,45\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 12,728$$

$$0,91\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 25,739$$

Berdasarkan SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Persamaan E7-11:

$$Q_s = 1,34 - 0,76\left(\frac{b}{t}\right)\sqrt{\frac{F_y}{E}}$$

$Q_s = 0,956$ $\quad$ $Q_a = 1,0$ $\quad$ $Q = Q_s\, Q_a$

SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Persamaan E7-2 dan E7-3 memerlukan perhitungan F_e, untuk komponen simetri tunggal bisa menggunakan Persamaan E3-4 dan E4-5.

Tekuk lentur terhadap sumbu *x-x*

$$F_{ex} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL_x}{r_x}\right)^2} = 313,173 \text{ MPa}$$

Tekuk torsional dan Tekuk torsional-lentur

$\frac{a}{r_z} = 52,083$ $\quad$ > $\quad$ dari 40 $\quad$ untuk siku saling berpunggungan $K_i = 0,5$

maka $\quad \lambda_m = \sqrt{\left(\frac{KL_y}{r_y}\right)^2 + \left(\frac{K_i a}{r_z}\right)^2} = 84,176 \quad < \quad 134$

$$F_{ey} = \frac{\pi^2 E}{\lambda_m^2} = 278,585 \text{ MPa}$$

$F_{ez} = \frac{2G\,J}{A_g r_o^2} = 459,616$ MPa $\quad$ angka dua karena ada dua siku

$$F_e = \left(\frac{F_{ey} + F_{ez}}{2H}\right)\left[1 - \sqrt{1 - \frac{4F_{ey}F_{ez}H}{\left(F_{ey} + F_{ez}\right)^2}}\right] = 222{,}114 \text{ MPa}$$ **menentukan**

atau $F_e = min\left(F_e, F_{ex}\right)$ F_e = 222,114 MPa

Gunakan batas menggunakan F_e untuk menentukan pemakaian Persamaan E7-2 atau E7-3

$\frac{Q\,F_y}{F_e}$ = 1,076 < 2,25 , maka digunakan Persamaan E7-2 SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural*

$$F_{cr} = Q\left(0{,}658^{\frac{QF_y}{F_e}}\right)F_y$$ F_{cr} = 152,349 MPa Persamaan E7-2

Kekuatan Tekan Nominal $P_n = F_{cr}\,A_g$ = 362,591 kN

Dari SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Pasal E1, Kekuatan Tekan Yang Tersedia adalah:

DFBK

ϕ_c = 0,9 $\phi_c\,P_n$ = 326,332 kN P_u = 1,2 x 100 kN + 1,6 x 120 kN = 312 kN

$\frac{P_u}{\phi_c\,P_n}$ = 0,9561

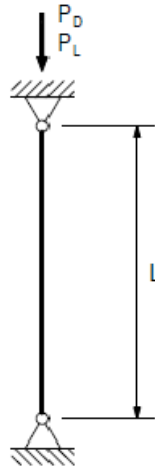
DKI

Ω_c = 1,67 $\frac{P_n}{\Omega_c}$ = 217,12 kN P_c = 100 kN + 120 kN = 220 kN

$\frac{\Omega_c P_c}{P_n}$ = 1,0133

CONTOH E.6. BATANG TEKAN PROFIL WT TANPA ELEMEN LANGSING

Hitung kekuatan batang tekan dari penampang profil WT 200x400x13x21, Kontrol apakah kolom ini mampu menahan gaya tekan aksial akibat beban mati P_D= 200 kN dan akibat beban hidup P_L= 220 kN. Panjang kolom = 6 m dan kedua ujungnya berupa sendi terhadap kedua sumbu lentur. F_y = 250 MPa. E = 200 000 MPa.

KL_x = 1,0 (6 m) = 6 m $\quad$ KL_y = 1,0 (6 m) = 6 m

Solusi: E = 200 000 MPa $\quad$ $\upsilon = 0,3$ $\quad$ $G = \dfrac{E}{2(1+\upsilon)}$ $\quad$ F_y = 250 MPa

Properti geometri Profil WT 200x400x13x21

A_g = 109,35 cm^2 = 10 935 mm^2

b_f = 400 mm $\quad$ t_f = 21 mm

d = 200 mm $\quad$ t_w = 13 mm

I_x = 2470 cm^4 = 2,47 x 10^7 mm^4 $\quad$ r_x = 47,5 mm

I_y = 11207 cm^4 = 1,121 x 10^8 mm^4 $\quad$ r_y = 101,2 mm

y = 167,9 mm

Jadi koordinat pusat berat dari tepi atas sayap

$C = d - y$ = 32,1 mm $\quad$ $y_o = C – 0,5\ t_f$ = 21,6 mm $\quad$ x_o = 0 m

Besaran yang perlu dihitung

$$J = \frac{1}{3}\left[t_f^3 b_f + t_w^3 \left(d - \frac{t_f}{2} \right) \right] = 1{,}374 \text{ x } 10^6 \text{ mm}^4$$

$$C_w = \frac{1}{36}\left[\frac{b_f^3 t_f^3}{4} + \left(d - \frac{t_f}{2} \right)^3 t_w^3 \right] = 4{,}531 \text{ x } 109 \text{ mm}^6$$

$$\bar{r}_o = \sqrt{x_o^2 + y_o^2 + \frac{I_x + I_y}{A_g}} \; 113{,}904 \text{ mm}$$

$$H = 1 - \left(\frac{x_o^2 + y_o^2}{\bar{r}_o^2} \right) = 0{,}964$$

Kontrol Kelangsingan badan profil

$$\lambda = \frac{d}{t_w} = 15{,}385$$

Hitung rasio kelangsingan batas untuk bagian badan profil, λ_r , dari SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Tabel B4.1a Kasus 4:

$$\lambda_r = 0{,}75\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 21{,}213$$

karena $\lambda < \lambda_r$, badan profil tidak langsing

Kontrol kelangsingan sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = 9{,}524$$

Hitung rasio kelangsingan batas untuk bagian sayap profil, λ_r , dari SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Tabel B4.1a Kasus 4.

$$\lambda_r = 0{,}56\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 15{,}839$$

karena $\lambda < \lambda_r$, sayap profil tidak langsing

Untuk batang tekan tanpa elemen langsing, SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Pasal E3 dan E4 harus digunakan. Kekuatan tekan nominal, P_n harus ditentukan berdasarkan kondisi batas lentur, tekuk torsional dan tekuk torsional-lentur.

Tekuk lentur terhadap sumbu *x-x*

$$F_{ex} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL_x}{r_x}\right)^2} = 123{,}713 \text{ MPa} \qquad\qquad 0{,}44\ F_y = 110 \text{ MPa}$$

karena $F_{ex} > 0{,}44\ F_y$, maka

$$F_{crx} = \left(0{,}658^{\frac{F_y}{F_{ex}}}\right) F_y = 107{,}302 \text{ MPa}$$

Tekuk Torsional-lentur dan Tekuk Torsional

Karena penampang WT200x400 tidak memiliki elemen langsing, SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Pasal E4 akan dipakai untuk tekuk torsional-lentur dan tekuk torsional.

F_{cr} akan dihitung menggunakan SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Persamaan E4-2.

Menghitung F_{cry}

F_{cry} diambil sebagai F_{cr} dari SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Pasal E3, dengan $\frac{KL}{r} = \frac{KL_y}{r_y}$

$$\frac{KL_y}{r_y} = 59{,}289$$

$$F_{ey} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL_y}{r_y}\right)^2} = 561{,}55 \text{ MPa} \quad > \quad 0{,}44\ F_y = 110 \text{ MPa}$$

$$F_{cr} = \left(0{,}658^{\frac{F_y}{F_{ey}}}\right) F_y = 207{,}498 \text{ MPa}$$

$F_{cry} = F_{cr}$

$$F_{crz} = \frac{G\,J}{A_g r_o^2} = 744{,}755 \text{ MPa}$$

$$F_{cr} = \left(\frac{F_{cry} + F_{crz}}{2H}\right)\left[1 - \sqrt{1 - \frac{4F_{cry}F_{crz}H}{\left(F_{cry} + F_{crz}\right)}}\right] = 204{,}708 \text{ MPa}$$ **tidak menentukan**

atau $F_{cr} = min(F_{cr}, F_{crx})$ = 107,302 MPa

Kekuatan Tekan Nominal $P_n = F_{cr} A_g$ = 1 173,351 kN

DFBK

ϕ_c = 0,9 $\phi_c P_n = 1{,}056 \times 10^3$ kN P_u = 1,2 x 200 kN + 1,6 x 220 kN = 592 kN

$\dfrac{P_u}{\phi_c P_n}$ = 0,5606

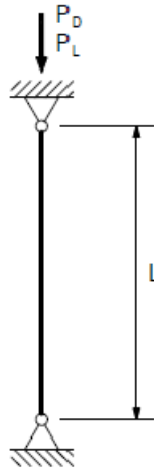
DKI

$\Omega_c = 1{,}67$ $\dfrac{P_n}{\Omega_c}$ = 702,605 kN P_c = 200 kN + 220 kN = 420 kN

$\dfrac{\Omega_c P_c}{P_n}$ = 0,5978

CONTOH E.7. BATANG TEKAN PROFIL WT DENGAN ELEMEN LANGSING

Hitung kekuatan batang tekan dari penampang WT 200x200x8x13. Kontrol apakah kolom ini mampu menahan gaya tekan aksial akibat beban mati P_D = 200 kN dan akibat beban hidup P_L = 220 kN. Panjang kolom = 6 m dan kedua ujungnya berupa sendi terhadap kedua sumbu lentur. F_y = 250 MPa. E = 200 000 MPa.

KL_x = 1,0 (6 m) = 6 m KL_y = 1,0 (6 m) = 6 m

Solusi: E = 200 000 MPa υ = 0,3 $G = \dfrac{E}{2(1+\upsilon)}$ F_y = 250 MPa

Properti geometri Profil WT 200x200x8x13

A_g = 42,06 cm^2 = 4 206 mm^2

b_f = 200 mm t_f = 13 mm

d = 200 mm t_w = 8 mm

I_x = 1395 cm^4 = 1,395 x 10^7 mm^4 r_x = 57,6 mm

I_y = 868 cm^4 = 8,68 x 10^6 mm^4 r_y = 45,4 mm

y = 157,7 mm

Jadi koordinat pusat berat dari tepi atas sayap

$C = d - y$ = 42,3 mm $y_o = C - 0,5\, t_f$ = 35,8 mm x_o = 0 m

Besaran yang perlu dihitung

$$J = \frac{1}{3}\left[t_f^3 b_f + t_w^3\left(d - \frac{t_f}{2}\right)\right] = 1,795 \times 10^5 \text{ mm}^4$$

$$C_w = \frac{1}{36}\left[\frac{b_f^3\, t_f^3}{4} + \left(d - \frac{t_f}{2}\right)^3 t_w^3\right] = 2,251 \times 10^8 \text{ mm}^6$$

$$\bar{r}_o = \sqrt{x_o^2 + y_o^2 + \frac{I_x + I_y}{A_g}} = 81{,}621 \text{ mm}$$

$$H = 1 - \left(\frac{x_o^2 + y_o^2}{\bar{r}_o^2} \right) = 0{,}808$$

Kontrol Kelangsingan badan profil

$$\lambda = \frac{d}{t_w} = 25$$

Hitung rasio kelangsingan batas untuk bagian badan profil, λ_r, dari SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Tabel B4.1a:

Kasus 4

$$\lambda_r = 0{,}75\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 21{,}213$$

Karena $\lambda = \lambda_r$, badan profil langsing

Menentukan Q_s

$$1{,}03\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 29{,}133$$

Berlaku Persamaan E7-14 SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural*

$$Q_s = 1{,}908 - \frac{1{,}22d}{t_w}\sqrt{\frac{F_y}{E}} = 0{,}83$$

$Q = Q_s$

Kontrol kelangsingan sayap

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} = 7{,}692$$

Hitung rasio kelangsingan batas untuk bagian sayap profil, λ_r, dari SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Tabel B4.1a Kasus 4

$$\lambda_r = 0{,}56\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 15{,}839$$

Karena $\lambda = \lambda_r$, sayap profil tidak langsing.

Karena Profil WT ini memiliki elemen langsing, Pasal E7 SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* harus digunakan.

Kekuatan tekan nominal, P_n harus ditentukan berdasarkan kondisi batas lentur, tekuk torsional dan tekuk torsional-lentur.

Tegangan Tekuk lentur elastik kritis terhadap sumbu *x-x*

$$F_{ex} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL_x}{r_x}\right)^2} = 181{,}917 \text{ MPa}$$

Tegangan Tekuk Torsional-lentur dan Tekuk Torsional elastik kritis

$$\frac{KL_y}{r_y} = 132{,}159$$

$$F_{ey} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL_y}{r_y}\right)^2} = 113{,}016 \text{ MPa}$$

$$F_{ez} = \frac{G\,J}{A_g \bar{r}_o^2} = 492{,}744 \text{ MPa}$$

$$F_{ey} = \left(\frac{F_{ey} + F_{ez}}{2\,H}\right)\left[1 - \sqrt{1 - \frac{4F_{ey}F_{ez}H}{\left(F_{ey} + F_{ez}\right)^2}}\right] = 107{,}273 \text{ MPa} \quad \textbf{menentukan}$$

atau $F_e = min\left(F_{ex}, F_{ey}\right) = 107{,}273$ MPa

$$\frac{Q\,F_y}{F_e} = 1{,}934 \quad < \quad 2{,}25$$

Tegangan Kritis

$$F_{cr} = Q\left(0{,}658^{\frac{Q\,F_y}{F_e}}\right)F_y = 92{,}337 \text{MPa}$$

Persamaan E7-2 SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural*

Kekuatan Tekan Nominal $P_n = F_{cr}\,A_g = 388{,}368$ kN

DFBK

$\phi_c = 0,9$ $\phi_c P_n = 349,532$ kN $P_u = 1,2 \times 100$ kN $+ 1,6 \times 120$ kN $= 312$ kN

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} = 0,8926$$

DKI

$\Omega_c = 1,67$ $\frac{P_n}{\Omega_c} = 232,556$ kN $P_c = 100$ kN $+ 120$ kN $= 220$ kN

$$\frac{\Omega_c P_c}{P_n} = 0,946$$

CONTOH E.8. PERHITUNGAN KUAT TEKAN PROFIL PSB

Hitung kekuatan tekan yang tersedia dari suatu profil PSB 200x200x10 dengan panjang 6 m, yang menahan gaya tekan akibat beban mati P_D = 300 KN dan P_L = 475 kN. Ujung bawah dalam keadaan terjepit sedang ujung atas pin/sendi. F_y = 250 MPa. E = 200 000 MPa.

Data profil PSB 200x200x10 E = 200 000 MPa F_y = 250 MPa

A_g = 7 600 mm^2 b = 200 mm t = 10 mm r_x = 77,7 mm $r_y = r_x$

Solusi:

Berdasarkan AISC Specification Commentary Table C-A-7.1, untuk kondisi jepit-sendi, K = 0,8

KL_x = 0,8 (6 m) = 4,8 m $KL_y = KL_x$ = 4,8 m

Catatan: Berdasarkan SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Pasal B4.1b, jika jari jari sudut tidak diketahui, maka b dan h harus diambil dimensi terluar penampang minus tiga kali tebal dinding profil. Ini merupakan asumsi yang konservatif.

Hitung b/t dari dinding yang paling langsing

$$\lambda = \frac{h}{t} \qquad \lambda = \frac{b - 3t}{t} = 17$$

Hitung rasio kelangsingan batas, λ_r, dari SNI 1729 Tabel B4. 1a Kasus 6

$$\lambda_r = 1,4\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 39,598$$

$\lambda < \lambda_r$; penampang tidak memiliki elemen yang langsing

Tegangan Kritis

Menghitung tegangan tekuk kritis elastik, F_e

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{K\ L_y}{r_y}\right)^2} = 517{,}237 \text{ MPa}$$

Menghitung tegangan tekuk lentur, F_{cr}

$4{,}71\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 133{,}219$ karena $\frac{KL_y}{r_y} = 61{,}776 < 133{,}219$

maka $F_{cr} = \left(0{,}658^{\frac{F_y}{F_e}}\right)F_y = 204{,}212$ MPa

Kekuatan Tekan Nominal $P_n = F_{cr}\ A_g = 1{,}552 \times 10^3$ kN

Dari SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Pasal E1, Kekuatan Tekan Yang Tersedia adalah:

DFBK

$\phi_c = 0{,}9$ $\phi_c\ P_n = 1{,}397 \times 103$ kN $P_u = 1{,}2 \times 300$ kN $+ 1{,}6 \times 475$ kN $= 1\ 120$ kN

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} = 0{,}8018$$

DKI

$\Omega_c = 1{,}67$ $\frac{P_n}{\Omega_c} = 929{,}349$ kN $P_c = 300$ kN $+ 475$ kN $= 775$ kN

$$\frac{\Omega_c P_c}{P_n} = 0{,}8339$$

CONTOH E.9. PERHITUNGAN KUAT TEKAN PROFIL PSB DENGAN ELEMEN LANGSING

Hitung kekuatan tekan yang tersedia dari suatu profil PSB 260x260x6.3 dengan panjang 6 m, yang menahan gaya tekan akibat beban mati P_D= 300 KN dan P_L= 475 kN. Ujung bawah dalam keadaan terjepit sedang ujung atas pin/sendi. F_y = 250 MPa. E = 200 000 MPa.

Data profil PSB 260x260x6.3 E = 200 000 MPa F_y = 250 MPa

A_g = 7 256 mm^2 H = 400 mm B = 200 mm t = 6,3 mm

r_x = 145,3 mm r_y = 85,3 mm

Solusi:

Berdasarkan AISC Specification Commentary Table C-A-7.1, untuk kondisi jepit-sendi, K = 0,8

KL_x = 0,8 (6 m) = 4,8 m $KL_y = KL_x$ = 4,8 m

Catatan: Berdasarkan SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Pasal B4.1b, jika jari jari sudut tidak diketahui, maka *b* dan *h* harus diambil dimensi terluar penampang minus tiga kali tebal dinding profil. Ini merupakan asumsi yang konservatif.

Hitung *b*/*t* dari dinding yang paling langsing

$\lambda_1 = \dfrac{H - 3t}{t}$ = 60,492 $\lambda_2 = \dfrac{B - 3t}{t}$ = 28,746

Hitung rasio kelangsingan batas, λ_r, dari SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Tabel B4. 1a Kasus 6

$$\lambda_r = 1,4\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 39,598$$

$\lambda_1 > \lambda_r$; penampang memiliki elemen yang langsing

SNI 1729 Pasal E7 digunakan untuk PSB dengan elemen langsing. Kekuatan tekan nominal, P_n, dihitung berdasarkan kondisi batas tekuk lentur. Tekuk torsional tidak berpengaruh untuk PSB kecuali panjang tak terbreis torsional jauh melampaui panjang tak terbreis lentur yang menentukan.

Luas efektif, A_e

$Q_a = A_e/A_g$ SNI 1729 Persamaan E7-16

dengan A_e = jumlah luas efektif dari penampang yang dihitung berdasarkan lebar efektif yang tereduksi, b_e

Untuk sayap elemen langsing dari penampang pesegi dan pesegi panjang dengan tebal merata,

$$b_e = 1{,}92t\sqrt{\frac{E}{f}}\left[1 - \frac{0{,}38}{\left(\frac{b}{t}\right)}\sqrt{\frac{E}{f}}\right] < b$$ SNI 1729 Persamaan E7-18

dengan $f = P_n/A_e$, tetapi bisa diambil konservatif sebagai F_y sesuai catatan untuk pemakai dalam SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Pasal E7.2

$$b_e = 1{,}92t\sqrt{\frac{E}{F_y}}\left[1 - \frac{0{,}38}{\left(\frac{H-3t}{t}\right)}\sqrt{\frac{E}{F_y}}\right]$$ b_e = 281,339 mm

Panjang yang tidak efektif : $(H - 3\ t) - b_e$ = 99,761 mm

$A_e = A_g - 2\ [(H - 3\ t) - b_e]\ t = 5{,}999 \times 10^3\ mm^2$

Untuk penampang yang hanya memiliki elemen langsing yang diperkaku,

$Q = Q_a$ (Q_s = 1).

$$Q = \frac{A_e}{A_g} = 0{,}827$$ SNI 1729 Persamaan E7-16

Tegangan Kritis

Menghitung tegangan tekuk kritis elastik, F_e

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{K\ L_y}{r_y}\right)^2} = 623{,}369\ \text{MPa}$$

Menghitung tegangan tekuk lentur, F_{cr}

$4{,}71\sqrt{\dfrac{E}{Q\,F_y}}$ = 146,513 karena $\dfrac{K\,L_y}{r_y}$ = 56,272 < 146,513

maka $F_{cr} = Q\left(0{,}658^{\frac{Q\,F_y}{F_e}}\right)F_y$ = 179,908 MPa

Kekuatan Tekan Nominal $P_n = F_{cr}\,A_g$ = 1 305,4142 kN

Dari SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Pasal E1, Kekuatan Tekan Yang Tersedia:

DFBK

ϕ_c = 0,9 $\phi_c\,P_n$ = 1,175 x 103 kN P_u = 1,2 x 300 kN + 1,6 x 475 kN = 1 120 kN

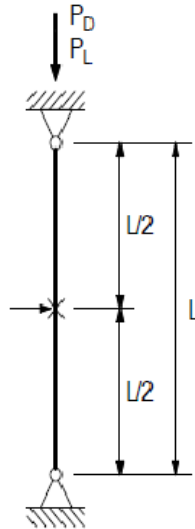
$\dfrac{P_u}{\phi_c P_n}$ = 0,9533

DKI

Ω_c = 1,67 $\dfrac{P_n}{\Omega_c}$ = 781,685 kN P_c = 300 kN + 475 kN = 775 kN

$\dfrac{\Omega_c P_c}{P_n}$ = 0,9914

CONTOH E.10. PERHITUNGAN KUAT TEKAN PROFIL PIPA

Hitung kekuatan tekan yang tersedia dari suatu profil PIPA ASTM A53 Grade B produksi PT Gunung Garuda D 10" dengan panjang tak terbreis terhadap sumbu kuat *x-x* = 6 m dan panjang tak terbreis terhadap sumbu lemah *y-y* = 3 m. Kedua ujung kolom adalah sendi. F_y = 241,317 MPa (= 35 ksi), F_u = 413,685 MPa (= 60 ksi). E = 200 000 MPa. P_D = 200 kN dan P_L= 275 kN.

Data profil Pipa:

E = 200 000 MPa F_y = 35 000 psi = 241,317 MPa

Pipa D10": D_{out} = 267,4 mm t = 9,3 mm $D = D_{out}$

A_g = 7 540,8591 mm^2 r = 91,3113 mm

Solusi:

Untuk kondisi pin-pin, K = 1,0 KL_x = 1,0 (6 m) = 6 m KL_y = 1,0 (3,0 m) = 3 m

Kontrol kelangsingan elemen

$$\lambda = \frac{D}{t} = 28,753$$

Rasio batas lebar ke tebal

$$\lambda_r = 0,11\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 91,167$$ dari SNI 1729 Tabel B4. 1a kasus 9

$\lambda_1 < \lambda_r$; jadi elemen pipa tidak langsing

Kontrol kelangsingan

$\frac{K\ L_x}{r}$ = 65,709 menentukan $\frac{K\ L_y}{r}$ = 32,855

Tegangan Kritis

Menghitung tegangan tekuk kritis elastik, F_e

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL_x}{r}\right)^2} = 457{,}1685 \text{ MPa}$$

Menghitung tegangan tekuk lentur, F_{cr}

$4{,}71\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ = 135,595 karena $\frac{K\ L_x}{r}$ = 65,709 < 133,219

maka $F_{cr} = \left(0{,}658^{\frac{F_y}{F_e}}\right)F_y$ = 193,481 MPa

Kekuatan Tekan Nominal $P_n = F_{cr}\ A_g$ = 1 459,0103 kN

Dari SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Pasal E1, Kekuatan Tekan Yang Tersedia adalah:

DFBK

ϕ_c = 0,9 $\phi_c\ P_n$ = 1 313,1092 kN P_u = 1,2 x 200 kN + 1,6 x 275 kN = 680 kN

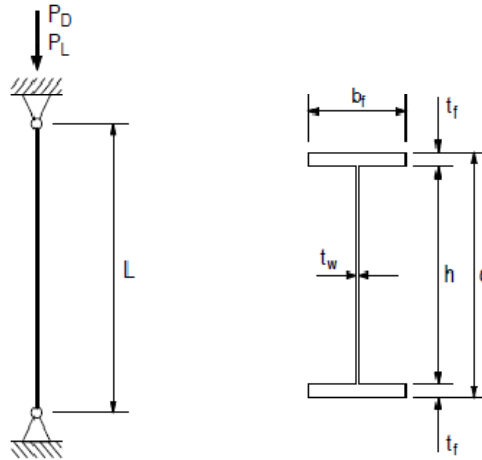
$\frac{P_u}{\phi_c P_n}$ = 0,5179

DKI

Ω_c = 1,67 $\frac{P_n}{\Omega_c}$ = 873,6588 kN P_c = 200 kN + 275 kN = 475 kN

$\frac{\Omega_c\ P_c}{P_n}$ = 0,5437

CONTOH E.11. KOLOM I TERSUSUN DENGAN UKURAN SAYAP BERBEDA

Hitunglah kekuatan tekan suatu kolom tersusun, dengan ukuran sayap luar PL 20 mm x 125 mm, sayap dalam PL 20 mm x 200 mm dan ukuran badan PL 10 mm x 280 mm. Kontrol apakah kolom ini mampu menahan gaya tekan aksial akibat beban mati P_D = 400 kN dan akibat beban hidup P_L = 500 kN. Panjang kolom = 4,0 m dan kedua ujungnya berupa sendi terhadap kedua sumbu lentur. F_y = 250 MPa. E = 200 000 MPa.

Solusi: E = 200 000 MPa $\quad F_y$ = 250 MPa $\quad \upsilon$ = 0,3 $\quad G = \dfrac{E}{2(1+\upsilon)}$

Properti geometri

Kolom tersusun

h = 280 mm $\quad t_w$ = 10 mm

b_{f1} = 200 mm $\quad t_{f1}$ = 20 mm $\quad A_{f1} = b_{f1}\, t_{f1}$ = 4 x 10^3 mm^2

b_{f2} = 125 mm $\quad t_{f2}$ = 20 mm $\quad A_{f2} = b_{f2}\, t_{f2}$ = 2,5 x 10^3 mm^2

$d = h + t_{f1} + t_{f2}$ = 320 mm $\quad A_w = h\, t_w$ = 2,8 x 10^3 mm^2

Properti Penampang tersusun (dengan mengabaikan pengaruh las)

$A_g = A_{f1} + A_{f2} + h\, t_w$ = 9 300 mm^2

Lokasi pusat berat penampang dari sisi bawah sayap luar (bawah)

$$y = \frac{A_{f1}\left(d - 0,5t_{f1}\right) + A_{f2}0,5t_{f2} + A_w\left(\dfrac{h}{2} + t_{f2}\right)}{A_g} = 184,194 \text{ mm}$$

$$I_{xo} = \frac{1}{12}b_{f1}t_{f1}^3 + \frac{1}{12}b_{f2}t_{f2}^3 + \frac{1}{12}t_w h^3$$

$$I_x = I_{xo} + A_{f1}\left(d - y - \frac{t_{f1}}{2}\right)^2 + A_{f2}\left(y - \frac{t_{f2}}{2}\right)^2 + A_w\left(\frac{h}{2} + t_{f2} - y\right)^2$$ = 1,593 x 108 mm[4]

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A_g}}$$ = 130,885 mm

$$I_y = \frac{1}{12} t_{f1}\, b_{f1}^3 + \frac{1}{12} t_{f2}\, b_{f2}^3 + \frac{1}{12} h\, t_w^3$$ = 1,661 x 10^7 mm^4 $$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A_g}}$$ = 42,264 mm

Kelangsingan

Cek kelangsingan sayap luar (bawah)

Hitung k_c dengan menggunakan Tabel B4.1b catatan (a)

$$k_c = \frac{4}{\sqrt{\frac{h}{t_w}}}$$ = 0,756 berada diantara 0,35 dan 0,76

untuk sayap luar,

$b = \frac{b_{f2}}{2}$ $t = t_{f2}$ $\lambda = \frac{b}{t}$ = 3,125

Hitung rasio kelangsingan batas untuk sayap, λ_r, dari SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Tabel B4.1a kasus 2

$$\lambda_r = 0,64\sqrt{\frac{k_c E}{F_y}}$$ = 15,739

$\lambda < \lambda_r$, maka sayap luar tidak langsing

Cek kelangsingan sayap dalam (atas)

$b = \frac{b_{f1}}{2}$ $t = t_{f1}$ $\lambda = \frac{b}{t}$ = 5

$\lambda < \lambda_r$, maka sayap dalam tidak langsing

Cek kelangsingan pada badan profil, kemudian hitung Q_a, faktor reduksi elemen (badan) yang diperkaku, menggunakan SNI 1729 Pasal E7.2.

$$\lambda = \frac{h}{t_w}$$ = 28

Hitung batas kelangsingan untuk badan sesuai SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Tabel B4.1a kasus 5

$$\lambda_r = 1{,}49\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 42{,}144$$

Karena $\lambda < \lambda_r$, berarti bagian badan profil, tidak langsing,

Tegangan Tekuk Lentur Elastik terhadap sumbu *x-x*

Untuk kondisi pin-pin, K = 1,0

KL_x = 1,0 (4 m) = 4 m $\qquad$ r_x = 130,885 mm

$$\frac{K\ L_x}{r_x} = 30{,}561$$

$$F_{ex} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL_x}{r_x}\right)^2} = 2\ 113{,}4279 \text{ MPa}$$

Tegangan Tekuk Elastik Kritis Torsional-Lentur

Menghitung konstanta torsional, J

$$J = \frac{1}{3} b_{f1} t_{f1}^3 + \frac{1}{3} b_{f2} t_{f2}^3 + \frac{1}{3} h\ t_w^3$$

J = 9,6 x 10^5 mm^4

Jarak antara pusat sayap

$$h_o = d - \frac{t_{f1}}{2} - \frac{t_{f2}}{2} = 300 \text{ mm}$$

Konstanta pilin

Tebal semua sayap sama $\qquad$ $t_f = t_{f1}$

$$C_w = \frac{t_f\ h_o^2}{12}\left(\frac{b_{f1}^3\ b_{f2}^3}{b_{f1}^3 + b_{f2}^3}\right) = 2{,}355 \times 10^{11} \text{ mm}^6$$

Akibat simetri, pusat berat dan pusat geser terletak pada sumbu *y*. Oleh karena itu x_o = 0. Jarak dari pusat sayap bawah ke pusat geser adalah:

$$e = h_o\left(\frac{b_{f1}^3}{b_{f1}^3 + b_{f2}^3}\right) = 241{,}13 \text{ mm}$$

Jadi pusat geser diukur dari sisi bawah sayap bawah

$e + \frac{t_f}{2}$ = 251,13 mm

$y_o = \left(e + \frac{t_f}{2} \right) - y$ = 66,937 mm $\quad\quad$ x_o = 0 mm

$\bar{r}_o = \sqrt{x_o^2 + y_o^2 + \frac{I_x + I_y}{A_g}}$ = 152,963 mm $\quad\quad$ SNI 1729 Persamaan E4-11

$H = 1 - \frac{x_o^2 + y_o^2}{\bar{r}_o^2}$ = 0,809 $\quad\quad$ SNI 1729 Persamaan E4-10

KL_y = 1,0 (4,0 m) = 4 m $\quad\quad$ KL_z = 1,0 (4,0 m) = 4 m

$\frac{KL_y}{r_y}$ = 94,644

Tegangan kritis elastik, F_{ey}. untuk tekuk lentur terhadap sumbu y

$F_{ey} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL_y}{r_y} \right)^2}$ = 220,366 MPa $\quad\quad$ Persamaan E3-4

$F_{ez} = \left[\frac{\pi E C_w}{(KL_z)^2} + GJ \right] \frac{1}{A_g r_o^2}$ = 381,868 MPa $\quad\quad$ Persamaan E4-9

$F_e = \left(\frac{F_{ey} + F_{ez}}{2H} \right) \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4 F_{ey} F_{ez}}{(F_{ey} + F_{ez})^2}} \right]$ = 272,561 MPa $\quad\quad$ Persamaan E4-5

Jadi yang menentukan adalah

$F_e = min(F_{ex}, F_e)$ = 272,561 MPa

Tegangan Tekuk Lentur

Menghitung tegangan tekuk lentur, F_{cr}

$\frac{F_y}{F_e}$ = 0,917 $\quad$ < $\quad$ 2,25

$$F_{cr} = \left(0{,}658^{\frac{F_y}{F_e}}\right) F_y = 170{,}299 \text{ MPa}$$

Kekuatan Tekan Nominal $P_n = F_{cr} A_g = 1\ 583{,}7798$ kN

Dari SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Pasal E1, Kekuatan Tekan Yang Tersedia:

DFBK

$\phi_c = 0{,}9$ $\phi_c P_n = 1{,}425 \times 10^3$ kN $P_u = 1{,}2 \times 400$ kN $+ 1{,}6 \times 500$ kN $= 1\ 280$ kN

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} = 0{,}898$$

DKI

$\Omega_c = 1{,}67$ $\dfrac{P_n}{\Omega_c} = 948{,}371$ kN $P_c = 400$ kN $+ 500$ kN $= 900$ kN

$$\frac{\Omega_c P_c}{P_n} = 0{,}949$$

Bab F Desain Komponen-komponen struktur untuk lentur

PENDAHULUAN

Bab F SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* berisi ketentuan untuk menghitung kekuatan lentur komponen-komponen struktur yang memikul lentur sederhana di sekitar sumbu utama. Termasuk ketentuan spesifik untuk komponen struktur profil I, Kanal, PSB, T, siku ganda, siku tunggal, batang tulangan persegi dan bundar serta penampang tidak simetris. Juga termasuk penampang dengan memproporsikan persyaratan untuk balok dan gelagar.

Tabel-tabel properti penampang untuk profil I, kanal dan PSB memberikan informasi yang dapat digunakan untuk mempermudah identifikasi penampang elemen nonkompak dan langsing. Informasi DFBK dan DKI disajikan berurutan.

Sebagian besar formula dari bab ini diilustrasikan dengan contoh-contoh berikut. Teknik-teknik desain dan pemilihan diilustrasikan dalam contoh-contoh untuk DFBK dan DKI akan menghasilkan rasio desain yang hampir sama.

F1. KETENTUAN UMUM

Pemilihan dan evaluasi semua komponen struktur yang berdasarkan pada persyaratan defleksi dan kekuatan, ditentukan sebagai kekuatan lentur desain, $\phi_b M_n$, atau kekuatan lentur izin, M_n / Ω_b,

dengan

M_n = kekuatan lentur nominal terendah berdasarkan kondisi batas leleh, tekuk torsi lateral, dan tekuk lokal, di mana berlaku

ϕ_b = 0,90 (DFBK) Ω_b = 1,67 (DKI)

Pendekatan desain diikuti dalam semua contoh.

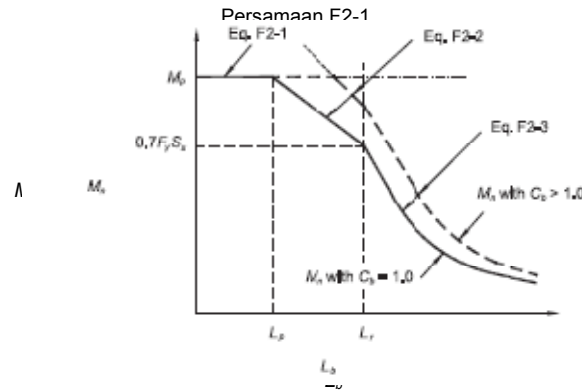
Istilah L_b yang digunakan dalam bab ini untuk menggambarkan panjang antara titik-titik yang terbreis mencegah perpindahan lateral dari sayap yang mengalami tekan atau untuk mencegah puntir penampang. Persyaratan untuk sistem breising dan kekuatan serta kekakuan yang diperlukan pada titik-titik terbreis diberikan dalam Lampiran 6 SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural*.

Penggunaan C_b diilustrasikan dalam beberapa contoh berikut.

F2. KOMPONEN STRUKTUR KOMPAK SIMETRIS GANDA PROFIL I DAN KANAL MELENTUR DI SUMBU MAJOR

SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Pasal F2 berlaku untuk desain balok kompak dan kanal. Sebagaimana ditunjukkan dalam Catatan dalam Pasal F2 SNI 1729, sebagian besar balok profil I gilas dan kanal termasuk dalam kategori ini. Kurva yang disajikan sebagai garis solid pada Gambar F-1 adalah hubungan umum kekuatan lentur nominal, M_n, sebagai fungsi dari panjang tidak terbreis, L_b. Segmen horizontal dari kurva di ujung kiri, antara L_b = 0 ft (m) dan L_p, adalah rentang di mana kekuatan dibatasi oleh leleh

lentur. Di wilayah ini, kekuatan nominal diambil sebagai kekuatan momen plastik penuh penampang yang diberikan oleh Persamaan F2-1 SNI 1729. Dalam rentang kurva di ujung kanan, mulai pada L_r, kekuatan dibatasi oleh tekuk elastis. Kekuatan di daerah ini diberikan oleh Persamaan F2-3 SNI 1729. Antara daerah ini, di dalam daerah linier dari kurva antara $M_n = M_p$ pada L_p di sebelah kiri, dan $M_n = 0{,}7M_y = 0{,}7F_yS_x$ pada L_r di sebelah kanan, kekuatan dibatasi oleh tekuk inelastis. Kekuatan di daerah ini diberikan dalam Persamaan F2-2 SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural*.

Kurva diplot sebagai garis solid tebal merupakan kasus di mana C_b = 1,0, sedangkan garis putus-putus yang tebal merupakan kasus di mana C_b melebihi 1,0. Kekuatan nominal dihitung dalam Persamaan F2-2 dan F2-3 SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* berbanding lurus terhadap C_b, tetapi dibatasi oleh M_p seperti yang ditunjukkan pada gambar ini

Gambar F-1 Kekuatan balok versus panjang tidak terbreis

$$M_n = M_p = F_y Z_x \qquad \text{(SNI 1729 Persamaan F2-1)}$$

$$M_n = C_b\left[M_p - \left(M_p - 0{,}7F_yS_x\right)\left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}\right)\right] \le M_p \qquad \text{(SNI 1729 Persamaan F2-1)}$$

$$M_n = F_{cr}S_x \le M_p \qquad \text{(SNI 1729 Persamaan F2-3)}$$

dengan

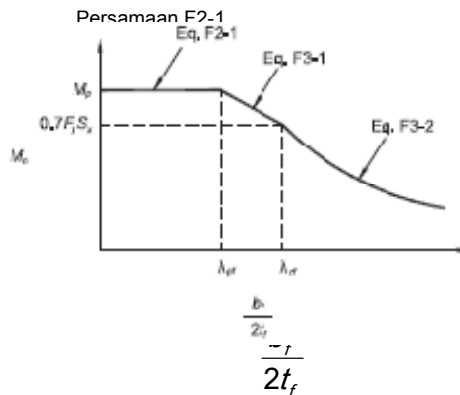
$$F_{cr} = \frac{C_b\pi^2E}{\left(\dfrac{L_b}{r_{ts}}\right)}\sqrt{1+10{,}078\frac{J\,c}{S_x\,h_o}\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2}$$

Ketentuan pasal ini diillustrasikan dalam Contoh F.1 (balok profil I) dan Contoh F.2 (kanal).

Ketentuan desain plastis diberikan dalam Lampiran 1 SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural*. L_{pd}, panjang tidak terbreis maksimum untuk segmen komponen struktur prismatis mengandung sendi plastis yang kurang dari L_p.

F3. KOMPONEN STRUKTUR PROFIL I SIMETRIS GANDA DENGAN BADAN KOMPAK DAN NONKOMPAK ATAU SAYAP LANGSING MELENGKUNG DI SUMBU MAJOR

Kekuatan profil yang dirancang sesuai dengan pasal ini dibatasi oleh tekuk lokal sayap tertekan. Hanya beberapa profil sayap lebar standar yang memiliki sayap nonkompak.

Kurva kekuatan untuk keadaan batas tekuk lokal sayap, ditunjukkan dalam Gambar F-2, menyerupai kurva tekuk lateral-torsional. Parameter sumbu horizontal adalah $\lambda = b_f/2t_f$. Bagian datar dari kurva di sebelah kiri λ_{pf} adalah kekuatan leleh plastis, M_p. Bagian melengkung di sebelah kanan λ_{rf} adalah kekuatan yang dibatasi oleh tekuk sayap elastis. Transisi linear antara dua daerah ini adalah kekuatan yang dibatasi oleh tekuk sayap inelastis.

Gambar F-2 Kekuatan tekuk lokal sayap

Tidak ada komponen struktur profil I standar dengan sayap langsing. Ketentuan sayap nonkompak pasal ini diilustrasikan dalam Contoh F.3.

F4. KOMPONEN STRUKTUR PROFIL I LAIN DENGAN BADAN KOMPAK ATAU NONKOMPAK MELENTUR DI SUMBU MAJOR

Pasal F4 SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* berlaku untuk komponen struktur profil I simetris ganda dengan badan nonkompak dan komponen struktur profil I simetris tunggal (dengan sayap yang berbeda) dengan badan kompak atau nonkompak.

F5. KOMPONEN STRUKTUR PROFIL I SIMETRIS GANDA DAN SIMETRIS TUNGGAL DENGAN BADAN LANGSING MELENTUR DI SUMBU MAJOR

Pasal ini berlaku untuk komponen struktur profil I dengan badan langsing, sebelumnya ditetapkan sebagai "balok induk pelat".

F6. KOMPONEN STRUKTUR PROFIL I DAN KANAL MELENTUR DI SUMBU MINOR

Komponen struktur profil I dan C melentur di sumbu minor tidak mengalami tekuk torsi lateral. Profil gilas atau tersusun dengan sayap nonkompak atau langsing, sebagaimana ditentukan oleh Tabel B4.1a dan B4.1b SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* harus diperiksa untuk kekuatan berdasarkan kondisi batas tekuk lokal sayap menggunakan Persamaan F6-2 atau F6-3 yang sesuai.

Pada umumnya profil I dan Kanal memiliki sayap kompak, sehingga dapat mengembangkan momen plastis penuh, M_p, terhadap sumbu minor. Ketentuan-ketentuan pasal ini diilustrasikan dalam Contoh F.5.

F7. KOMPONEN STRUKTUR PSB PERSEGI DAN PERSEGI PANJANG SERTA KOMPONEN STRUKTUR BERBENTUK BOKS

PSB persegi dan persegi panjang hanya perlu diperiksa untuk kondisi batas leleh dan tekuk lokal. Meskipun tekuk torsi lateral secara teoritis dapat terjadi pada PSB persegi panjang yang melentur terhadap sumbu kuat dalam jangka waktu lama, secara praktis defleksi akan menentukan desain.

Pemilihan PSB persegi atau persegi panjang dengan sayap kompak digambarkan dalam Contoh F.6. Ketentuan untuk PSB persegi atau persegi panjang dengan sayap nonkompak diilustrasikan dalam Contoh F.7. Ketentuan untuk PSB dengan sayap langsing diilustrasikan dalam Contoh F.8.

F8. PSB BUNDAR

Definisi PSB meliputi produk tabung dan pipa. Kondisi batas tekuk torsi lateral tidak berlaku, tetapi PSB bundar mengalami reduksi kekuatan akibat tekuk lokal. Desain pipa diilustrasikan dalam Contoh F.9.

F9. PROFIL T DAN SIKU GANDA YANG DIBEBANI DALAM BIDANG SIMETRI

SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* menyediakan pemeriksaan tekuk lokal sayap, yang hanya berlaku bila sayap mengalami tekan akibat lentur. Kondisi batas ini jarang terjadi. Pemeriksaan tekuk lokal badan telah ditambahkan dalam SNI 1729. Perhatian harus diberikan pada kondisi ujung profil T untuk mencegah momen ujung terjepit tak terduga yang menginduksi tekan pada badan kecuali kondisi batas ini telah diperiksa. Desain profil T yang mengalami lentur digambarkan dalam Contoh F.10.

F10. SIKU TUNGGAL

SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Pasal F10 memperkenankan desain lentur siku tunggal dengan menggunakan sumbu utama atau sumbu geometris (sumbu *x-x* dan sumbu *y-y*). Dalam merancang siku tunggal tanpa breising menerus dengan menggunakan ketentuan desain sumbu geometris, M_y harus dikalikan dengan 0,80 pada saat menggunakan Persamaan F10-1, F10-2 dan F10-3. Desain siku tunggal yang mengalami lentur digambarkan dalam Contoh F.11.

F11. BATANG TULANGAN PERSEGI PANJANG DAN BUNDAR

Keadaan batas tekuk lokal tidak berlaku untuk setiap batang tulangan. Kecuali jika batang tulangan persegi panjang melentur terhadap sumbu kuat, persegi pejal, batang tulangan persegi panjang dan bundar tidak mengalami tekuk torsi lateral dan ditentukan oleh kondisi batas leleh saja. Batang tulangan persegi panjang yang melentur terhadap sumbu kuat mengalami tekuk torsi lateral dan diperiksa untuk kondisi batas ini sesuai dengan Persamaan F11-2 dan F11-3.

Ketentuan-ketentuan ini dapat digunakan untuk memeriksa pelat dan badan profil T pada sambungan. Contoh desain batang tulangan persegi panjang yang mengalami lentur digambarkan dalam Contoh F.12. Contoh desain batang tulangan bundar yang mengalami lentur digambarkan dalam Contoh F.13.

F12. PROFIL-PROFIL TIDAK SIMETRIS

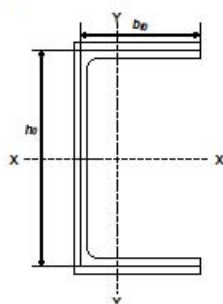
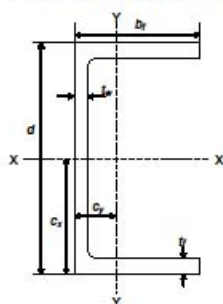
Karena banyaknya jenis profil tidak simetris, ketentuan tekuk torsi lateral dan tekuk lokal tidak tersedia secara spesifik pada pasal SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural*. Contoh umum disediakan, tetapi kajian literatur dan pertimbangan teknis yang sesuai diperlukan untuk penerapan pasal ini.

F13. PROPORSI BALOK DAN GELAGAR

Pasal F13 SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* meliputi pemeriksaan kondisi batas untuk keruntuhan tarik akibat lubang-lubang pada sayap balok yang mengalami tarik, batas proporsi untuk komponen struktur profil I, persyaratan detail untuk pelat penutup dan persyaratan sambungan untuk balok tersusun yang tersambung bersebelahan. Juga termasuk persyaratan panjang tidak terbreis untuk balok yang dirancang menggunakan ketentuan redistribusi momen Pasal B3.7 SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural*.

Besaran-besaran penampang profil kanal untuk balok

Profil	d (mm)	b_f (mm)	t_w (mm)	t_f (mm)	h (mm)	h_0 (mm)	b_{f0} (mm)	A (mm^2)	c_x (mm)	c_y (mm)	I_x (mm^4)	I_y (mm^4)	r_x (mm)	r_y (mm)	S_x (mm^3)	Z_x (mm^3)	J (mm^4)	a	C_w (mm^6)	r_{ts}^2 (mm^2)	r_{ts} (mm)	c
C75x40x5x7	75	40	5	7	61	68	38	865.0	37.5	13.83	7.442E+05	1.358E+05	29.3	12.5	1.985E+04	2.369E+04	1.141E+04	0.411	1.090E+08	193.8	13.9	1.200
C100x50x5x7.5	100	50	5	7.5	85	93	48	1175.0	50	16.86	1.864E+06	2.945E+05	39.8	15.8	3.727E+04	4.372E+04	1.721E+04	0.411	4.395E+08	305.2	17.5	1.197
C125x65x6x8	125	65	6	8	109	117	62	1694.0	62.5	21.11	4.212E+06	7.175E+05	49.9	20.6	6.740E+04	7.866E+04	2.959E+04	0.405	1.710E+09	519.8	22.8	1.198
C150x75x9x12.5	150	75	9	12.5	125	138	71	3000.0	75	25.13	1.035E+07	1.652E+06	58.7	23.5	1.380E+05	1.641E+05	1.252E+05	0.405	5.414E+09	685.2	26.2	1.201
C180x75x7x10.5	180	75	7	10.5	159	170	72	2688.0	90	23.42	1.367E+07	1.497E+06	71.3	23.6	1.519E+05	1.777E+05	7.456E+04	0.396	7.468E+09	696.0	26.4	1.200
C200x70x7x10	200	70	7	10	180	190	67	2660.0	100	20.08	1.605E+07	1.235E+06	77.7	21.5	1.605E+05	1.897E+05	6.606E+04	0.375	7.741E+09	609.2	24.7	1.200
C200x80x7.5x11	200	80	7.5	11	178	189	76	3095.0	100	24.36	1.926E+07	1.943E+06	78.9	25.1	1.926E+05	2.257E+05	9.424E+04	0.390	1.204E+10	794.2	28.2	1.200
C200x90x8x13.5	200	90	8	13.5	173	187	86	3814.0	100	30.12	2.462E+07	3.130E+06	80.3	28.6	2.462E+05	2.865E+05	1.729E+05	0.412	1.903E+10	991.3	31.5	1.196
C250x90x9x13	250	90	9	13	224	237	86	4356.0	125	26.26	4.132E+07	3.369E+06	97.4	27.8	3.306E+05	3.902E+05	1.828E+05	0.379	3.284E+10	1006.3	31.7	1.200
C250x90x11x14.5	250	90	11	14.5	221	236	85	5041.0	125	25.95	4.613E+07	3.750E+06	95.7	27.3	3.690E+05	4.416E+05	2.762E+05	0.370	3.602E+10	995.9	31.6	1.201
C300x90x10x15.5	300	90	10	15.5	269	285	85	5480.0	150	25.36	7.273E+07	4.097E+06	115.2	27.3	4.849E+05	5.778E+05	3.059E+05	0.368	5.759E+10	1001.8	31.7	1.200
C300x90x12x16	300	90	12	16	268	284	84	6096.0	150	24.43	7.738E+07	4.294E+06	112.7	26.5	5.159E+05	6.244E+05	3.930E+05	0.351	6.027E+10	986.1	31.4	1.198
C380x100x10.5x16	380	100	10.5	16	348	364	95	6854.0	190	26.14	1.429E+08	6.117E+06	144.4	29.9	7.523E+05	9.003E+05	3.992E+05	0.352	1.418E+11	1238.0	35.2	1.195
C380x100x13x16.5	380	100	13	16.5	347	364	94	7811.0	190	24.88	1.543E+08	6.420E+06	140.6	28.7	8.124E+05	9.911E+05	5.462E+05	0.331	1.495E+11	1206.1	34.7	1.191
C380x100x13x20	380	100	13	20	340	360	94	8420.0	190	27.17	1.723E+08	7.369E+06	143.1	29.6	9.069E+05	1.096E+06	7.623E+05	0.353	1.662E+11	1220.4	34.9	1.198

catatan: pengaruh lengkungan antara sayap dan badan diabaikan

Rumus-rumus besaran torsi:

$$J = \frac{2b_{f0} \cdot t_f^3 + h_0 \cdot t_w^3}{3}$$

$$C_w = h_0^2 \cdot b_{f0}^3 \cdot t_f \cdot \left[\frac{1-3\alpha}{6} + \frac{\alpha^2}{2}\left(1 + \frac{h_0 \cdot t_w}{6b_{f0} \cdot t_f}\right)\right]$$

dengan

$$\alpha = \frac{1}{2 + \frac{h_0 \cdot t_w}{3b_{f0} \cdot t_f}}$$

Rumus-rumus batasan panjang Tekuk Torsi Lateral:

$$L_p = 1.76 \cdot r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$L_r = 1.95 \cdot r_{ts} \frac{E}{0.7F_y} \sqrt{\frac{J \cdot c}{S_x \cdot h_0} + \sqrt{\left(\frac{J \cdot c}{S_x \cdot h_0}\right)^2 + 6.76\left(\frac{0.7F_y}{E}\right)^2}}$$

dengan

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y \cdot C_w}}{S_x}$$

$$c = \frac{h_0}{2}\sqrt{\frac{I_y}{C_w}}$$ (untuk profil kanal)

Besaran-besaran penampang PSB untuk balok

Profil	H (mm)	B (mm)	t (mm)	A (mm^2)	I_x (mm^4)	I_y (mm^4)	r_x (mm)	r_y (mm)	S_x (mm^3)	S_y (mm^3)	Z_x (mm^3)	Z_y (mm^3)
PSB180x180x6.3	180	180	6.3	4377.2	2.204E+07	2.204E+07	71.0	71.0	2.449E+05	2.449E+05	2.852E+05	2.852E+05
PSB180x180x8	180	180	8	5504.0	2.720E+07	2.720E+07	70.3	70.3	3.022E+05	3.022E+05	3.553E+05	3.553E+05
PSB180x180x10	180	180	10	6800.0	3.287E+07	3.287E+07	69.5	69.5	3.652E+05	3.652E+05	4.340E+05	4.340E+05
PSB200x200x8	200	200	8	6144.0	3.781E+07	3.781E+07	78.5	78.5	3.781E+05	3.781E+05	4.426E+05	4.426E+05
PSB200x200x9	200	200	9	6876.0	4.190E+07	4.190E+07	78.1	78.1	4.190E+05	4.190E+05	4.929E+05	4.929E+05
PSB200x200x10	200	200	10	7600.0	4.585E+07	4.585E+07	77.7	77.7	4.585E+05	4.585E+05	5.420E+05	5.420E+05
PSB200x200x12	200	200	12	9024.0	5.337E+07	5.337E+07	76.9	76.9	5.337E+05	5.337E+05	6.371E+05	6.371E+05
PSB220x220x6.3	220	220	6.3	5385.2	4.102E+07	4.102E+07	87.3	87.3	3.729E+05	3.729E+05	4.317E+05	4.317E+05
PSB220x220x8	220	220	8	6784.0	5.089E+07	5.089E+07	86.6	86.6	4.626E+05	4.626E+05	5.396E+05	5.396E+05
PSB220x220x10	220	220	10	8400.0	6.188E+07	6.188E+07	85.8	85.8	5.625E+05	5.625E+05	6.620E+05	6.620E+05
PSB250x250x6.3	250	250	6.3	6141.2	6.083E+07	6.083E+07	99.5	99.5	4.866E+05	4.866E+05	5.614E+05	5.614E+05
PSB250x250x8	250	250	8	7744.0	7.567E+07	7.567E+07	98.9	98.9	6.054E+05	6.054E+05	7.030E+05	7.030E+05
PSB250x250x9	250	250	9	8676.0	8.410E+07	8.410E+07	98.5	98.5	6.728E+05	6.728E+05	7.845E+05	7.845E+05
PSB250x250x16	250	250	16	14976.0	1.373E+08	1.373E+08	95.8	95.8	1.098E+06	1.098E+06	1.316E+06	1.316E+06
PSB260x260x6.3	260	260	6.3	6393.2	6.862E+07	6.862E+07	103.6	103.6	5.279E+05	5.279E+05	6.084E+05	6.084E+05
PSB260x260x10	260	260	10	10000.0	1.043E+08	1.043E+08	102.1	102.1	8.026E+05	8.026E+05	9.380E+05	9.380E+05
PSB260x260x12	260	260	12	11904.0	1.223E+08	1.223E+08	101.4	101.4	9.408E+05	9.408E+05	1.108E+06	1.108E+06
PSB260x260x16	260	260	16	15616.0	1.556E+08	1.556E+08	99.8	99.8	1.197E+06	1.197E+06	1.431E+06	1.431E+06
PSB300x300x8	300	300	8	9344.0	1.329E+08	1.329E+08	119.3	119.3	8.859E+05	8.859E+05	1.023E+06	1.023E+06
PSB300x300x9	300	300	9	10476.0	1.480E+08	1.480E+08	118.9	118.9	9.866E+05	9.866E+05	1.144E+06	1.144E+06
PSB300x300x10	300	300	10	11600.0	1.628E+08	1.628E+08	118.5	118.5	1.085E+06	1.085E+06	1.262E+06	1.262E+06
PSB300x300x12	300	300	12	13824.0	1.914E+08	1.914E+08	117.7	117.7	1.276E+06	1.276E+06	1.494E+06	1.494E+06
PSB300x300x16	300	300	16	18176.0	2.451E+08	2.451E+08	116.1	116.1	1.634E+06	1.634E+06	1.938E+06	1.938E+06
PSB350x350x9	350	350	9	12276.0	2.381E+08	2.381E+08	139.3	139.3	1.360E+06	1.360E+06	1.570E+06	1.570E+06
PSB350x350x12	350	350	12	16224.0	3.093E+08	3.093E+08	138.1	138.1	1.767E+06	1.767E+06	2.057E+06	2.057E+06
PSB350x350x16	350	350	16	21376.0	3.983E+08	3.983E+08	136.5	136.5	2.276E+06	2.276E+06	2.679E+06	2.679E+06
PSB350x350x19	350	350	19	25156.0	4.609E+08	4.609E+08	135.4	135.4	2.634E+06	2.634E+06	3.126E+06	3.126E+06
PSB400x400x12	400	400	12	18624.0	4.677E+08	4.677E+08	158.5	158.5	2.339E+06	2.339E+06	2.711E+06	2.711E+06
PSB400x400x16	400	400	16	24576.0	6.050E+08	6.050E+08	156.9	156.9	3.025E+06	3.025E+06	3.541E+06	3.541E+06
PSB400x400x19	400	400	19	28956.0	7.023E+08	7.023E+08	155.7	155.7	3.511E+06	3.511E+06	4.141E+06	4.141E+06
PSB400x400x22	400	400	22	33264.0	7.948E+08	7.948E+08	154.6	154.6	3.974E+06	3.974E+06	4.720E+06	4.720E+06

Besaran-besaran penampang profil WF untuk balok

F_y = 250 MPa

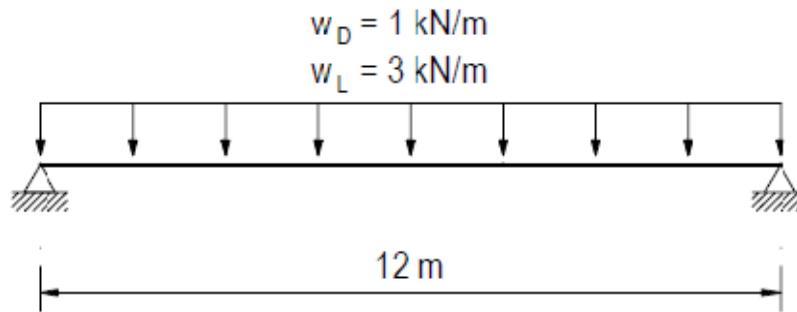
E = 200000 MPa

Profil dengan penampang sayap nonkompak

Profil	d (mm)	b_f (mm)	t_w (mm)	t_f (mm)	r (mm)	h (mm)	h_0 (mm)	A (mm^2)	I_x (mm^4)	I_y (mm^4)	r_x (mm)	r_y (mm)	S_x (mm^3)	S_y (mm^3)	Z_x (mm^3)	Z_y (mm^3)	J (mm^4)	C_w (mm^6)	r_{ts}^2 (mm^2)	L_p (mm)	L_r (mm)
WF100x100x6x8	100	100	6	8	10	64	92	2189.8	3.827E+06	1.338E+06	41.8	24.7	7.654E+04	2.676E+04	8.760E+04	4.121E+04	4.076E+04	2.831E+09	804.1	1230.5	6924.7
WF125x125x6.5x9	125	125	6.5	9	10	87	116	3031.3	8.474E+06	2.935E+06	52.9	31.1	1.356E+05	4.697E+04	1.535E+05	7.191E+04	7.137E+04	9.875E+09	1255.7	1549.1	7743.2
WF148x100x6x9	148	100	6	9	11	108	139	2683.9	1.021E+07	1.507E+06	61.7	23.7	1.380E+05	3.013E+04	1.569E+05	4.674E+04	5.861E+04	7.277E+09	758.7	1179.4	5085.8
WF150x75x5x7	150	75	5	7	8	120	143	1784.9	6.661E+06	4.949E+05	61.1	16.7	8.882E+04	1.320E+04	1.018E+05	2.077E+04	2.311E+04	2.530E+09	398.4	828.9	3060.1
WF150x150x7x10	150	150	7	10	11	108	140	4013.9	1.641E+07	5.633E+06	63.9	37.5	2.189E+05	7.511E+04	2.461E+05	1.147E+05	1.160E+05	2.760E+10	1801.9	1864.9	8568.1
WF175x175x7.5x11	175	175	7.5	11	12	129	164	5121.1	2.884E+07	9.838E+06	75.0	43.8	3.296E+05	1.124E+05	3.687E+05	1.714E+05	1.783E+05	6.615E+10	2447.5	2181.8	9424.5
WF194x150x6x9	194	150	6	9	12	152	185	3879.6	2.675E+07	5.071E+06	83.0	36.2	2.757E+05	6.762E+04	3.068E+05	1.035E+05	8.622E+04	4.339E+10	1701.1	1799.8	6182.6
WF198x99x4.5x7	198	99	4.5	7	11	162	191	2317.9	1.582E+07	1.137E+06	82.6	22.1	1.598E+05	2.297E+04	1.798E+05	3.572E+04	2.844E+04	1.037E+10	679.5	1102.4	3382.7
WF200x100x5.5x8	200	100	5.5	8	11	162	192	2715.9	1.844E+07	1.340E+06	82.4	22.2	1.844E+05	2.680E+04	2.095E+05	4.193E+04	4.478E+04	1.235E+10	697.4	1105.7	3659.9
WF200x200x8x12	200	200	8	12	13	150	188	6353.1	4.716E+07	1.602E+07	86.2	50.2	4.716E+05	1.602E+05	5.255E+05	2.438E+05	2.625E+05	1.415E+11	3192.6	2499.5	10302.9
WF200x204x12x12	200	204	12	12	13	150	188	7153.1	4.982E+07	1.702E+07	83.5	48.8	4.982E+05	1.668E+05	5.655E+05	2.573E+05	3.433E+05	1.504E+11	3210.7	2428.1	11279.6
WF208x202x10x16	208	202	10	16	13	150	192	8369.1	6.531E+07	2.201E+07	88.3	51.3	6.279E+05	2.179E+05	7.103E+05	3.320E+05	6.156E+05	2.028E+11	3364.2	2552.6	13368.3
WF244x175x7x11	244	175	7	11	13	196	233	5549.1	6.037E+07	9.840E+06	104.3	42.1	4.948E+05	1.125E+05	5.505E+05	1.721E+05	1.819E+05	1.335E+11	2316.6	2096.2	7071.6
WF244x252x11x11	244	252	11	11	13	196	233	8131.1	8.703E+07	2.938E+07	103.5	60.1	7.133E+05	2.331E+05	7.971E+05	3.572E+05	3.270E+05	3.987E+11	4797.6	2992.1	10887.6
WF248x124x5x8	248	124	5	8	12	208	240	3267.6	3.537E+07	2.549E+06	104.0	27.9	2.853E+05	4.112E+04	3.194E+05	6.359E+04	5.233E+04	3.671E+10	1072.5	1390.5	4105.4
WF248x249x8x13	248	249	8	13	13	196	235	8395.1	9.846E+07	3.347E+07	108.3	63.1	7.941E+05	2.688E+05	8.749E+05	4.076E+05	4.048E+05	4.621E+11	4952.4	3143.1	11431.3
WF250x125x6x9	250	125	6	9	12	208	241	3765.6	4.052E+07	2.939E+06	103.7	27.9	3.241E+05	4.703E+04	3.659E+05	7.310E+04	7.810E+04	4.268E+10	1092.7	1390.8	4348.7
WF250x250x9x14	250	250	9	14	16	190	236	9217.8	1.083E+08	3.649E+07	108.4	62.9	8.666E+05	2.919E+05	9.605E+05	4.438E+05	5.147E+05	5.081E+11	4968.6	3132.1	12075.2
WF250x255x14x14	250	255	14	14	13	196	236	10393.1	1.140E+08	3.876E+07	104.7	61.1	9.120E+05	3.040E+05	1.031E+06	4.675E+05	6.823E+05	5.397E+11	5014.8	3039.9	13272.1
WF294x200x8x12	294	200	8	12	13	244	282	7105.1	1.111E+08	1.602E+07	125.1	47.5	7.561E+05	1.602E+05	8.418E+05	2.453E+05	2.785E+05	3.185E+11	2987.7	2363.8	7636.2
WF294x302x12x12	294	302	12	12	13	244	282	10633.1	1.664E+08	5.514E+07	125.1	72.0	1.132E+06	3.652E+05	1.260E+06	5.582E+05	5.103E+05	1.096E+12	6868.2	3584.8	12222.2
WF298x149x5.5x8	298	149	5.5	8	13	256	290	4080.1	6.318E+07	4.421E+06	124.4	32.9	4.241E+05	5.935E+04	4.751E+05	9.176E+04	6.694E+04	9.296E+10	1511.8	1638.7	4653.1
WF298x149x6.5x9	298	149	6.5	9	13	254	289	4647.1	7.064E+07	4.976E+06	123.3	32.7	4.741E+05	6.679E+04	5.348E+05	1.038E+05	9.887E+04	1.039E+11	1516.7	1628.9	4838.7
WF298x201x9x14	298	201	9	14	13	244	284	8203.1	1.309E+08	1.897E+07	126.3	48.1	8.783E+05	1.888E+05	9.824E+05	2.893E+05	4.367E+05	3.826E+11	3067.6	2394.2	8391.0
WF298x299x9x14	298	299	9	14	13	244	284	10947.1	1.862E+08	6.240E+07	130.4	75.5	1.250E+06	4.174E+05	1.372E+06	6.323E+05	6.160E+05	1.258E+12	7088.6	3758.3	12720.9

Catatan: L_p dan L_r nilainya tergantung F_y

CONTOH F.1-1 PERENCANAAN KOMPONEN STRUKTUR LENTUR PROFIL WF TERHADAP SUMBU KUAT (TERSOKONG PENUH DALAM ARAH LATERAL)

Rencanakan profil WF yang digunakan sebagai balok tertumpu sederhana dengan panjang 12 m. Material baja F_y = 250 MPa. Batasan lendutan akibat beban hidup sebesar L/360. Beban nominal balok adalah beban mati terbagi rata sebesar 1 kN/m dan beban hidup terbagi rata sebesar 3 kN/m. Balok diasumsikan tersokong penuh dalam arah lateral.

Solusi:

Properti material baja:

F_y = 250 MPa $\quad$ F_u = 410 MPa $\quad$ E = 200 000 MPa

Beban terbagi rata: $w_D = 1\ \dfrac{\text{kN}}{\text{m}}$ $\quad$ $w_L = 3\ \dfrac{\text{kN}}{\text{m}}$

Panjang bentang: L = 12 m

Berdasarkan Pasal 2 SNI 1727, *Beban minimum untuk perancangan bangunan gedung dan struktur lain*, kekuatan lentur desain minimum:

Metode DFBK: $w_u = 1{,}2\ w_D + 1{,}6\ w_L = 6\ \dfrac{\text{kN}}{\text{m}}$ $\quad$ $M_u = \dfrac{1}{8} w_u L^2 = 108$ kN m

Metode DKI: $w_a = w_D + w_L = 4\ \dfrac{\text{kN}}{\text{m}}$ $\quad$ $M_a = \dfrac{1}{8} w_a L^2 = 72$ kN m

Momen inersia penampang minimum berdasarkan batasan lendutan akibat beban hidup L/360

$$\Delta_{max} = \frac{L}{360} = 33{,}333 \text{ mm}$$

$$I_{x_reqd} = \frac{5}{384}\frac{W_L . L^4}{E.\Delta_{max}} = 1{,}215 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

Gunakan profil WF 400x200x8x13: (Gunakan Tabel Profil WF)

$I_x = 1{,}356 \times 10^8 \text{ mm}^4$ $\quad > \quad$ $I_{x_reqd} = 1{,}215 \times 10^8 \text{ mm}^4$

Berdasarkan SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Pasal F2, profil tersebut termasuk penampang kompak. Karena balok tersokong penuh arah lateral dan penampang kompak, kekuatan lentur ditentukan oleh kondisi batas leleh.

$Z_x = 8{,}679 \times 10^5$ mm^3

$M_{px} = Z_x F_y = 216{,}975$ kN m

Metode DFBK:

$\phi_b = 0{,}9$ $\phi_b M_{px} = 195{,}278$ kN m > $M_u = 108$ kN m (o.k.)

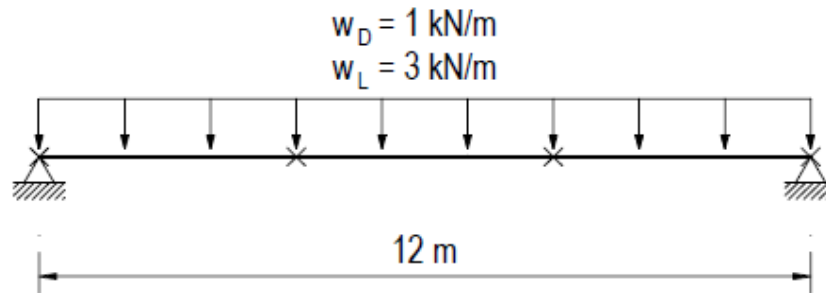
$$\frac{M_u}{\phi_b M_{px}} = 0{,}553$$

Metode DKI:

$\Omega_b = 1{,}67$ $\dfrac{M_{px}}{\Omega_b} = 129{,}925$ kN m > $M_a = 72$ kN m (o.k.)

$$\frac{\Omega_b M_a}{M_{px}} = 0{,}554$$

CONTOH F.1-2 PERENCANAAN KOMPONEN STRUKTUR LENTUR PROFIL WF TERHADAP SUMBU KUAT (TERSOKONG LATERAL DI TITIK SEPERTIGA BENTANG)

Periksa kekuatan profil WF 400x200x8x13 yang digunakan sebagai balok tertumpu sederhana dengan panjang 12 m. Material baja F_y = 250 MPa. Beban nominal balok adalah beban mati terbagi rata sebesar 1 kN/m dan beban hidup terbagi rata sebesar 3 kN/m. Balok tersokong lateral di titik-titik ujung dan sepertiga bentang.

Solusi:

Properti material baja:

F_y = 250 MPa F_u = 410 MPa E = 200 000 MPa

Beban terbagi rata: $w_D = 1\ \dfrac{\text{kN}}{\text{m}}$ $w_L = 3\ \dfrac{\text{kN}}{\text{m}}$

Panjang bentang: L = 12 m

Berdasarkan Pasal 2 SNI 1727, *Beban minimum untuk perancangan bangunan gedung dan struktur lain*, kekuatan lentur desain minimum:

Metode DFBK: $w_u = 1{,}2\ w_D + 1{,}6\ w_L = 6\ \dfrac{\text{kN}}{\text{m}}$ $M_u = \dfrac{1}{8} w_u L^2 = 108$ kN m

Metode DKI: $w_a = w_D + w_L = 4\ \dfrac{\text{kN}}{\text{m}}$ $M_a = \dfrac{1}{8} w_a L^2 = 72$ kN m

Panjang tak tersokong untuk semua segmen sama, yaitu:

$L_b = \dfrac{L}{3} = 4$ m

Besaran penampang profil WF 400x200x8x13: (Lihat Tabel Profil WF)

d = 400 mm b_f = 200 mm t_w = 8 mm t_f = 13 mm

$I_x = 1{,}356 \times 10^8$ mm^4 $S_x = 7{,}748 \times 10^5$ mm^3 $Z_x = 8{,}679 \times 10^5$ mm^3

Kekuatan lentur nominal, M_n

Menghitung C_b.

Untuk perhitungan tekuk torsi lateral, faktor modifikasi momen tak seragam dapat dihitung berdasarkan SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Persamaan F1-1. Karena distribusi beban hidup dan beban mati sama, nilai C_b akan sama baik untuk metode DFBK maupun metode DKI.

Pada segmen tengah:

$x = L_b + \frac{L_b}{4} = 5$ m $M_{u.A} = M_u(x) = 105$ kN m $M_{a.A} = M_a(x) = 70$ kN m

$x = L_b + \frac{L_b}{2} = 6$ m $M_{u.B} = M_u(x) = 108$ kN m $M_{a.B} = M_a(x) = 72$ kN m

$x = L_b + \frac{3L_b}{4} = 7$ m $M_{u.C} = M_u(x) = 105$ kN m $M_{a.C} = M_a(x) = 70$ kN m

$M_{u.max} = M_u(6m) = 108$ kN m

$$C_{b.mid} = \frac{12{,}5M_{u.max}}{2{,}5M_{u.max} + 3M_{u.A} + 4M_{u.B} + 3M_{u.C}} = 1{,}014$$

$L_p = 1{,}966$ m $L_r = 5{,}787$m

atau dengan rumus:

$$L_p = 1{,}76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$L_r = 1{,}9 r_{ts} \frac{E}{0{,}7F_y} \sqrt{\frac{J\,c}{S_x\,h_0} + \sqrt{\left(\frac{J\,c}{S_x\,h_0}\right)^2 + 6{,}76\left(\frac{0{,}7\,F_y}{E}\right)^2}}$$

dengan

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y\,c_w}}{S_x} \quad \text{dan} \quad c = 1$$

Untuk balok dengan penampang kompak dan panjang bentang tak tertumpu lateral, $L_p < L_b \leq L_r$, kekuatan lentur nominal ditentukan oleh nilai terkecil kondisi batas leleh lentur atau tekuk torsi lateral inelastis.

$M_{px} = Z_x\,F_y = 216{,}975$ kN m

$$M_{n.mid} = c_{b.mid}\left[M_{px} - \left(M_{px} \text{ - } 0{,}7F_yS_x\right)\left(\frac{L_b \text{ - } L_p}{L_r \text{ - } L_p}\right)\right] = 175{,}999 \text{ kN m}$$

Berdasarkan SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Pasal F1, kekuatan lentur desain:

Metode DFBK:

$$M_{u.mid} = M_u\left(6\text{m}\right) = 108 \text{ kN m}$$

ϕ_b = 0,9 $\phi_b\, M_{n.mid}$ = 158,399 kN m > $M_{u.mid}$ = 108 kN m

$$\frac{M_{u.mid}}{\phi_b M_{n.mid}} = 0{,}682$$

Metode DKI

$$M_{a.mid} = M_a\left(6\text{m}\right) = 72 \text{ kN m}$$

Ω_b = 1,67 $\frac{M_{n.mid}}{\Omega_b} = 105{,}388$ kN m > $M_{a.mid}$ = 72 kN m

$$\frac{\Omega_b M_{a.mid}}{M_{n.mid}} = 0{,}683$$

Pada segmen ujung:

$x = \frac{L_b}{4}$ = 1 m $M_{u.A} = M_u\,(x)$ = 33 kN m $M_{a.A} = M_a\,(x)$ = 22 kN m

$x = \frac{L_b}{2}$ = 2 m $M_{u.B} = M_u\,(x)$ = 60 kN m $M_{a.B} = M_a\,(x)$ = 40 kN m

$x = \frac{3L_b}{4}$ = 3 m $M_{u.C} = M_u\,(x)$ = 81 kN m $M_{a.C} = M_a\,(x)$ = 54 kN m

$M_{u.max} = M_u$ (4m) = 96 kN m

$$C_{b.end} = \frac{12{,}5\, M_{u.max}}{2{,}5\, M_{u.max} + 3\, M_{u.A} + 4\, M_{u.B} + 3\, M_{u.C}} = 1{,}46$$

$$M_{n.end} = c_{b.end}\left[M_{px} - \left(M_{px} \text{ - } 0{,}7F_yS_x\right)\left(\frac{L_b \text{ - } L_p}{L_r \text{ - } L_p}\right)\right] = 253{,}507 \text{ kN m}$$

Berdasarkan SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Pasal F1, kekuatan lentur desain:

Metode DFBK:

$M_{u.end}$ = M_u (4m) = 96 kN m

ϕ_b = 0,9 $\phi_b M_{n.end}$ = 228,156 kN m > $M_{u.end}$ = 96 kN m

$$\frac{M_{u.end}}{\phi_b M_{n.end}} = 0,421$$

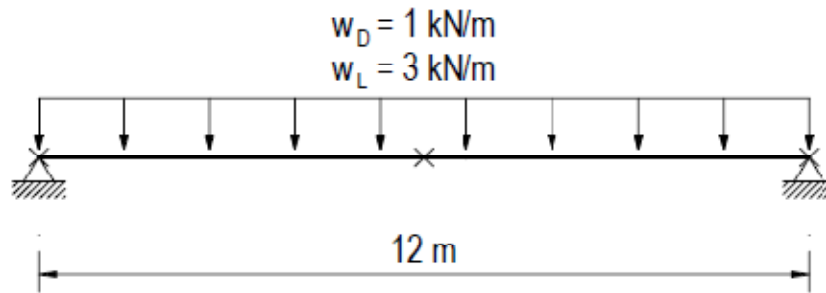
Metode DKI:

$M_{a.end}$ = M_a (4m) = 64 kN m

Ω_b = 1,67 $\frac{M_{n.end}}{\Omega_b} = 151,8$ kN m > $M_{a.end}$ = 64 kN m

$$\frac{\Omega_b M_{a.end}}{M_{n.end}} = 0,422$$

CONTOH F.1-3 PERENCANAAN KOMPONEN STRUKTUR LENTUR PROFIL WF TERHADAP SUMBU KUAT (TERSOKONG DI TITIK SETENGAH BENTANG)

Periksa kekuatan profil WF 350 x 175 x 7 x 11 yang digunakan sebagai balok tertumpu sederhana dengan panjang 12 m. Material baja F_y = 250 MPa. Beban nominal balok adalah beban mati terbagi rata sebesar 1 kN/m dan beban hidup terbagi rata sebesar 3 kN/m. Balok tersokong arah lateral di titik-titik ujung dan setengah bentang.

Solusi:

Properti material baja:

F_y = 250 MPa F_u = 410 MPa E = 200 000 MPa

Beban terbagi rata: $w_D = 1\ \dfrac{\text{kN}}{\text{m}}$ $wL = 3\ \dfrac{\text{kN}}{\text{m}}$

Panjang bentang: L = 12 m

Berdasarkan Pasal 2 SNI 1727, *Beban minimum untuk perancangan bangunan gedung dan struktur lain*, kekuatan lentur desain minimum:

Metode DFBK: $w_u = 1{,}2\ w_D + 1{,}6\ w_L = 6\ \dfrac{\text{kN}}{\text{m}}$ $M_u = \dfrac{1}{8} w_u L^2 = 108$ kN m

Metode DKI: $w_a = w_D + w_L = 4\ \dfrac{\text{kN}}{\text{m}}$ $M_a = \dfrac{1}{8} w_a L^2 = 72$ kN m

Panjang tak tersokong:

$L_b = \dfrac{L}{2} = 6$ m

Besaran penampang profil WF 350 x 175 x 7 x 11: (Lihat Tabel Profil WF)

d = 350 mm b_f = 175 mm t_w = 7 mm t_f = 11 mm

$I_x = 1{,}356 \times 10^8$ mm^4

$S_x = 7{,}748 \times 10^5$ mm^3

$Z_x = 8{,}679 \times 10^5$ mm^3

Kekuatan lentur nominal, M_n

Menghitung C_b.

Untuk perhitungan tekuk torsi lateral, faktor modifikasi momen tak seragam dapat dihitung berdasarkan SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Persamaan F1-1.

Pada segmen ujung:

$x = \dfrac{L_b}{4}$ = 1,5 m $\qquad M_{u.A} = M_u\,(x)$ = 47,25 kN m $\qquad M_{a.A} = M_a\,(x)$ = 31,5 kN m

$x = \dfrac{L_b}{2}$ = 3 m $\qquad M_{u.B} = M_u\,(x)$ = 81 kN m $\qquad M_{a.B} = M_a\,(x)$ = 54 kN m

$x = \dfrac{3\,L_b}{4}$ = 4,5 m $\qquad M_{u.C} = M_u\,(x)$ = 101,25 kN m $\qquad M_{a.C} = M_a\,(x)$ = 67,5 kN m

$M_{u.max} = M_u$ (6m) = 108 kN m

$$C_b = \frac{12{,}5M_{u.max}}{2{,}5M_{u.max} + 3M_{u.A} + 4M_{u.B} + 3M_{u.C}} = 1{,}299$$

Berdasarkan Tabel Profil WF:

L_p = 1,966 m $\qquad L_r$ = 5,787 m

Untuk balok dengan penampang kompak dan panjang bentang tak tertumpu lateral, $L_b > L_r$, kekuatan lentur nominal ditentukan oleh nilai terkecil kondisi batas leleh lentur atau tekuk torsi lateral elastis.

Berdasarkan Tabel Profil WF:

$h_0 = d - t_f$ = 339 mm

$J = 1{,}94 \times 10^5$ mm^4

r_{ts} = 46,408 mm

c = 1,0 $\qquad$ (untuk profil WF simetris ganda)

$$F_{cr} = \frac{c_b \pi^2 E}{\left(\dfrac{L_b}{r_{ts}}\right)^2}\sqrt{1 + 0{,}0078\frac{J\,c}{S_x\,h_0}\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} = 160{,}578 \text{ MPa}$$

$M_{px} = Z_x\,F_y$ = 216,975 kN m

$M_n = F_{cr}\,S_x$ = 124,416 kN m $\qquad < \qquad M_{px}$ = 216,975 kN m

Berdasarkan SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Pasal F1, kekuatan lentur desain:

Metode DFBK:

$M_u = M_u$ (6m) = 108 kN m

$\phi_b = 0{,}9$ $\phi_b M_n = 111{,}974$ kN m > $M_u = 108$ kN m

$$\frac{M_u}{\phi_b M_n} = 0{,}965 < 1{,}00 \quad \text{(o.k.)}$$

Metode DKI:

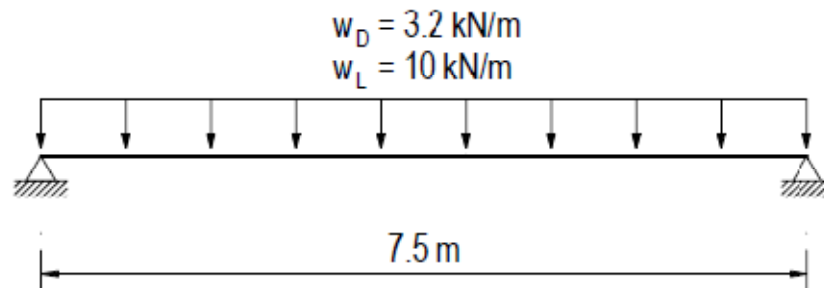
$M_a = M_a$ (6m) = 72 kN m

$\Omega_b = 1{,}67$ $\frac{M_n}{\Omega_b} = 74{,}501$ > $M_a = 72$ kN m

$$\frac{\Omega_b M_a}{M_n} = 0{,}966 < 1{,}00 \quad \text{(o.k.)}$$

CONTOH F.2-1 BALOK KANAL PENAMPANG KOMPAK TERSOKONG PENUH DALAM ARAH LATERAL

Tentukan profil kanal yang digunakan sebagai balok tepi atap yang tertumpu sederhana sepanjang 7,5 m. Lendutan akibat beban hidup dibatasi $L/360$. Material baja F_y = 250 MPa.

Beban nominal balok adalah beban mati terbagi rata sebesar 3,2 kN/m dan beban hidup terbagi rata sebesar 10 kN/m. Balok diasumsikan tersokong penuh dalam arah lateral.

Solusi:

Properti material baja:

F_y = 250 MPa F_u = 410 MPa E = 200 000 MPa

Beban terbagi rata: $w_D = 3{,}2\ \dfrac{\text{kN}}{\text{m}}$ $w_L = 10\ \dfrac{\text{kN}}{\text{m}}$

Panjang bentang: L = 7,5 m

Berdasarkan Pasal 2 SNI 1727, *Beban minimum untuk perancangan bangunan gedung dan struktur lain*, kekuatan lentur desain minimum:

Metode DFBK: $w_u = 1{,}2\ w_D + 1{,}6\ w_L = 19{,}84\ \dfrac{\text{kN}}{\text{m}}$ $M_u = \dfrac{1}{8} w_u L^2 = 139{,}5$ kN m

Metode DKI: $w_a = w_D + w_L = 13{,}2\ \dfrac{\text{kN}}{\text{m}}$ $M_a = \dfrac{1}{8} w_a L^2 = 92{,}813$ kN m

Seluruh profil kanal material baja F_y = 250 MPa termasuk penampang kompak. Karena penampang kompak dan balok tersokong penuh, kondisi batas leleh menentukan, sehingga $M_n = M_p$.

Dicoba profil C 380 x 100 x 10,5 x 16

Besaran penampang profil C 380 x 100 x 10,5 x 16: (pengaruh kelengkungan antara sayap dan badan diabaikan)

d = 380 mm b_f = 100 mm t = 10,5 mm t_f = 16 mm

$$I_x = 2\left[\frac{1}{12}b_f t_f^3 + b_f t_f\left(\frac{d - t_f}{2}\right)^2\right] + \frac{1}{12}(d - 2t_f)^3 t_w = 1{,}429 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

$Z_x = b_f\, t_f\,(d - t_f) + 1/4\; t_w\,(d - 2t_f)^2 = 9{,}003 \times 10^5 \text{ mm}^3$

Kekuatan lentur nominal, M_n

$M_p = F_y\, Z_x$ = 225,075 kN m

$M_n = M_p$ = 225,075 kN m

Kekuatan lentur desain:

Metode DFBK:

ϕ_b = 0,9 $\phi_b M_n$ = 202,567 kN m > M_u = 139,5 kN m (o.k.)

Lendutan akibat beban hidup:

Batasan lendutan maksimum: $\Delta_{limit} = \dfrac{L}{360}$ = 20,833 mm

Lendutan maksimum di tengah bentang:

$\Delta_{max} = \dfrac{5\, w_L\, L^4}{384\, E\, I_x}$ = 14,411 mm < Δ_{limit} = 20,833 mm (o.k.)

CONTOH F.2-2 BALOK KANAL PENAMPANG KOMPAK TERSOKONG DALAM ARAH LATERAL DI SETIAP SEPERLIMA BENTANG

Periksa kekuatan profil kanal yang digunakan dalam Contoh F.2-1. Balok diasumsikan tersokong dalam arah lateral di setiap seperlima bentang.

Solusi:

Properti material baja:

F_y = 250 MPa F_u = 410 MPa E = 200 000 MPa

Besaran penampang profil C380x100x10.5x16:(pengaruh kelengkungan antara sayap dan badan diabaikan)

d = 380 mm b_f = 100 mm t_w = 10,5 mm t_f = 16 *mm*

$$I_x = 2\left[\frac{1}{12}b_f t_f^{\,3} + b_f t_f\left(\frac{d - t_f}{2}\right)^2\right] + \frac{1}{12}(d - 2t_f)^3\, t_w = 1{,}429 \text{ x } 10^8 \text{ mm}^4$$

$$S_x = \frac{2I_x}{d} = 7{,}523 \text{ x } 10^5 \text{ mm}^3$$

$Z_x = b_f\, t_f\, (d - t_f) + 1/4\; t_w\, (d - 2t_f)^2 = 9{,}003 \times 10^5 \text{ mm}^3$

Dari Contoh F.2-1:

Metode DFBK: Momen terfaktor maksimum M_u = 139,5 kN m

Metode DKI: Momen kerja maksimum M_a = 92,813 kN m

Kekuatan lentur nominal, M_n

Seluruh profil kanal dari material F_y = 250 MPa termasuk penampang kompak. Pada segmen tengah, yaitu lokasi momen maksimum, bidang momen mendekati distribusi seragam.

C_b = 1,00

Berdasarkan Tabel Profil Kanal untuk Balok:

L_p = 1487,1 m L_r = 5322,8 m

atau dengan rumus:

$$L_p = 1,76\, r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$L_r = 1,9 r_{ts} \frac{E}{0,7F_y} \sqrt{\frac{J\,c}{S_x\,h_o} + \sqrt{\left(\frac{J\,c}{S_x\,h_o}\right)^2 + 6,76\left(\frac{0,7F_y}{E}\right)^2}}$$

dengan

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y c_w}}{S_x} \quad \text{dan} \quad c = \frac{h_0}{2}\sqrt{\frac{I_y}{c_w}}$$

Panjang bentang tak tersokong arah lateral: $L_b = \frac{L}{5}$ = 1,5 m

Untuk profil kanal kompak dengan $L_p < L_b < L_r$, kekuatan lentur ditentukan oleh nilai terkecil antara kondisi batas leleh atau tekuk torsi lateral inelastis.

$M_p = F_y\, Z_x$ = 225,075 kN m

$$M_n = min\left[c_b\left[M_p - \left(M_p - 0,7F_y S_x\right)\left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}\right)\right], M_p\right] = 225,075\,\text{kN m}$$

Kekuatan lentur desain:

Metode DFBK:

ϕ_b = 0,9 $\phi_b\, M_n$ = 202,567 kN m > M_u = 139,5 kN m (o.k.)

$$\frac{M_u}{\phi_b M_n} = 0,689$$

Metode DKI:

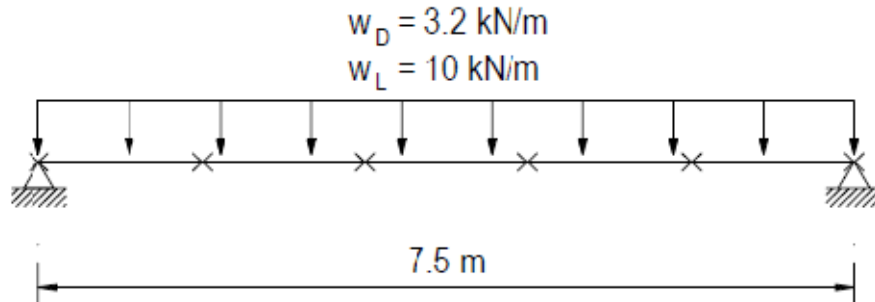
Ω_b = 1,67 $\frac{M_n}{\Omega_b}$ = 134,775 kN m > M_a = 92,813 kN m (o.k.)

$$\frac{\Omega_b M_a}{M_n} = 0,689$$

Lendutan maksimum di tengah bentang:

$$\Delta_{max} = \frac{5\, w_L\, L^4}{384\, E\, I_x} = 14{,}411 \qquad < \qquad \Delta_{limit} = 20{,}833 \text{ mm} \qquad \text{(o.k.)}$$

CONTOH F.2-2 BALOK KANAL PENAMPANG KOMPAK TERSOKONG DALAM ARAH LATERAL DI SETIAP SEPERLIMA BENTANG

Periksa kekuatan profil kanal yang digunakan dalam Contoh F.2-1. Balok diasumsikan tersokong dalam arah lateral di setiap seperlima bentang.

Solusi:

Properti material baja:

F_y = 250 MPa F_u = 410 MPa E = 200 000 MPa

Besaran penampang profil C380x100x10.5x16:(pengaruh kelengkungan antara sayap dan badan diabaikan)

d = 380 mm b_f = 100 mm t_w = 10,5 mm t_f = 16 mm

$$I_x = 2\left[\frac{1}{12}b_f t_f^{\,3} + b_f t_f\left(\frac{d - t_f}{2}\right)^2\right] + \frac{1}{12}\left(d - 2t_f\right)^3 t_w = 1{,}429 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

$$S_x = \frac{2I_x}{d} = 7{,}523 \text{ x } 10^5 \text{ mm}^3$$

$$Z_x = b_f\, t_f\, (d - t_f) + \frac{1}{4} t_w\, (d - 2t_f)^2 = 9{,}003 \times 10^5 \text{ mm}^3$$

Dari Contoh F.2-1:

Metode DFBK: M_u = 139,5 kN m

Metode DKI: M_a = 92,813 kN m

Kekuatan lentur nominal, M_n

Seluruh profil kanal dari material baja F_y = 250 MPa termasuk penampang kompak. Pada segmen tengah, yaitu lokasi momen maksimum, bidang momen mendekati distribusi seragam.

C_b = 1,00

Berdasarkan Tabel Profil Kanal untuk Balok:

L_p = 1487,1 m L_r = 5322,8 m

atau dengan rumus:

$$L_p = 1{,}76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$L_r = 1{,}9 r_{ts} \frac{E}{0{,}7F_y} \sqrt{\frac{J\,c}{S_x\,h_o} + \sqrt{\left(\frac{J\,c}{S_x\,h_o}\right)^2 + 6{,}76\left(\frac{0{,}7F_y}{E}\right)^2}}$$

dengan

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y c_w}}{S_x} \qquad \text{dan} \qquad c = \frac{h_0}{2}\sqrt{\frac{I_y}{c_w}}$$

Panjang bentang tak tersokong arah lateral: $L_b = \frac{L}{5}$ = 15 m

Untuk profil kanal kompak dengan $L_p < L_b < L_r$, kuat lentur ditentukan oleh nilai terkecil antara kondisi batas leleh atau tekuk torsi lateral inelastis.

$M_p = F_y Z_x$ = 225,075 kN m

$$M_n = min\left[c_b\left[M_p - \left(M_p - 0{,}7F_y S_x\right)\left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}\right)\right], M_p\right] = 225{,}075\ \text{kN m}$$

Kekuatan lentur desain:

Metode DFBK:

ϕ_b = 0,9 $\phi_b M_n$ = 202,567 kN m > M_u = 139,5 kN m (o.k.)

$$\frac{M_u}{\phi_b M_n} = 0{,}689$$

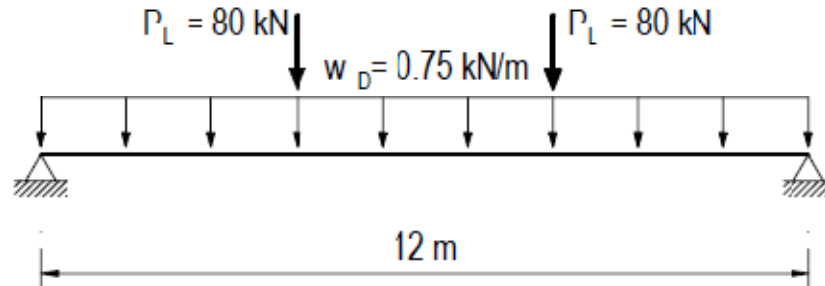
Metode DKI:

Ω_b = 1,67 $\frac{M_n}{\Omega_b} = 134{,}775$ kN m > M_a = 92,813 kN m (o.k.)

$$\frac{\Omega_b M_a}{M_n} = 0{,}689$$

CONTOH F.3 BALOK WF DENGAN SAYAP NON-KOMPAK YANG MENGALAMI LENTUR TERHADAP SUMBU KUAT

Tentukan profil WF untuk digunakan sebagai balok tertumpu sederhana sepanjang 12 m. Material baja F_y = 250 MPa. Beban nominal balok adalah beban mati terbagi rata sebesar 0,75 kN/m dan sepasang beban hidup terpusat masing-masing sebesar 80 kN.

Balok diasumsikan tersokong penuh dalam arah lateral.

Solusi:

Properti material baja:

F_y = 250 MPa $\quad$ F_u = 410 MPa $\quad$ E = 200 000 MPa

Beban terbagi rata: $\quad w_D = 0{,}75\ \dfrac{\text{kN}}{\text{m}}$ $\quad P_L$ = 80 kN

Panjang bentang: $\quad L$ = 12 m

Berdasarkan Pasal 2 SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural*, kekuatan lentur desain minimum:

Metode DFBK: $\quad w_u = 1{,}2\ w_D = 0{,}9\ \dfrac{\text{kN}}{\text{m}}$ $\quad P_u = 1{,}6\ P_L = 128$ kN

$$M_u = \frac{1}{8} w_u L^2 + P_u \frac{L}{3} = 528{,}2 \text{ kN m}$$

Metode DKI: $\quad w_a = w_D = 0{,}75\ \dfrac{\text{kN}}{\text{m}}$ $\quad P_a = P_L = 80$ kN

$$M_a = \frac{1}{8} w_a L^2 + P_a \frac{L}{3} = 333{,}5 \text{ kN m}$$

Di coba profil WF dengan besaran 394 x 398 x 11 x 18:

d = 394 mm $\quad$ b_f = 398 mm $\quad$ t_w = 11 mm $\quad$ t_f = 18 mm

$S_x = 2{,}85 \times 10^6$ mm^3 $\quad$ $Z_x = 3{,}12 \times 10^6$ mm^3

$\lambda_f = \dfrac{b_f}{2t_f} = 11{,}056$

Batasan kelangsingan penampang sayap berdasarkan SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Tabel B4.1b (Kasus 10):

$$\lambda_{pf} = 0{,}38\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 10{,}748$$

$$\lambda_{rf} = 1{,}0\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 28{,}284$$

Karena $\lambda_{pf} < \lambda_f < \lambda_{rf}$ sayap dikategorikan sebagai penampang nonkompak

Kekuatan lentur nominal, M_n

Karena balok tersokong penuh arah lateral sehingga tekuk torsi lateral tidak menentukan, kekuatan lentur ditentukan oleh kondisi Tekuk Lokal Sayap Tertekan. (SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Pasal F3.2)

$M_{px} = F_y Z_x = 780$ kN m

$$M_n = \left[M_{px} - \left(M_{px} - 0{,}7F_yS_x\right)\left(\frac{\lambda_f - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}}\right)\right] = 775{,}068 \text{ kN m}$$

Metode DFBK:

$\phi_b = 0{,}9$ $\quad \phi_b M_n = 697{,}561$ kN m $\quad > \quad M_u = 528{,}2$ kN m (o.k.)

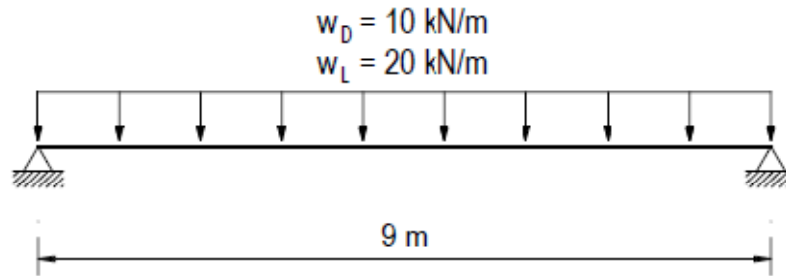
$$\frac{M_u}{\phi_b M_n} = 0{,}757$$

Metode DKI:

$\Omega_b = 1{,}67$ $\quad \dfrac{M_n}{\Omega_b} = 464{,}112$ kN m $\quad > \quad M_a = 333{,}5$ kN m (o.k.)

$$\frac{\Omega_b M_a}{M_n} = 0{,}719$$

CONTOH F.4 PERANCANGAN BALOK PROFIL WF BERDASARKAN MOMEN INERSIA TERHADAP SUMBU KUAT

Rencanakan profil WF yang digunakan sebagai balok tertumpu sederhana dengan panjang 9 m. Material baja F_y = 250 MPa. Batasan lendutan akibat beban hidup sebesar 25 mm. Beban nominal balok adalah beban mati terbagi rata sebesar 10 kN/m dan beban hidup terbagi rata sebesar 20 kN/m. Balok diasumsikan tersokong penuh dalam arah lateral.

Solusi:

Properti material baja:

F_y = 250 MPa $\quad$ F_u = 410 MPa $\quad$ E = 200 000 MPa

Beban terbagi rata: $\quad w_D = 10 \dfrac{\text{kN}}{\text{m}} \qquad w_L = 20 \dfrac{\text{kN}}{\text{m}}$

Panjang bentang: $\quad L = 9$ m

Berdasarkan Pasal 2 SNI 1727, *Beban minimum untuk perancangan bangunan gedung dan struktur lain*, kekuatan lentur desain minimum:

Metode DFBK: $\quad w_u = 1{,}2\ w_D + 1{,}6\ w_L = 44 \dfrac{\text{kN}}{\text{m}} \qquad M_u = \dfrac{1}{8} w_u L^2 = 445{,}5$ kN m

Metode DKI: $\quad w_a = w_D + w_L = 30 \dfrac{\text{kN}}{\text{m}} \qquad M_a = \dfrac{1}{8}\ w_a L^2 = 303{,}75$ kN m

Momen inersia penampang minimum berdasarkan batasan lendutan Δ_{max} = 25 mm

$$I_{x_reqd} = \frac{5}{384} \frac{w_L L^4}{E\ \Delta_{max}} = 3{,}417 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

Gunakan profil WF 500 x 200 x 10 x 16: (Lihat Tabel Profil WF)

$I_x = 4{,}785 \times 10^8$ mm^4 $\quad > \quad$ $I_{x_reqd} = 3{,}417 \times 10^8$ mm^4

Berdasarkan SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Pasal F2, profil tersebut termasuk penampang kompak. Karena balok tersokong penuh arah lateral dan penampang kompak, kekuatan lentur ditentukan oleh kondisi batas leleh.

$Z_x = 2{,}175 \times 10^6$ mm^3

$M_{px} = Z_x F_y$ = 543,75 kN m

$M_n = M_{px}$ = 543,75 kN m

Kekuatan lentur desain:

Metode DFBK:

ϕ_b = 0,9 $\phi_b M_n$ = 489,375 kN m > M_u = 445,5 kN m (o.k.)

$$\frac{M_u}{\phi_b M_n} = 0,91$$

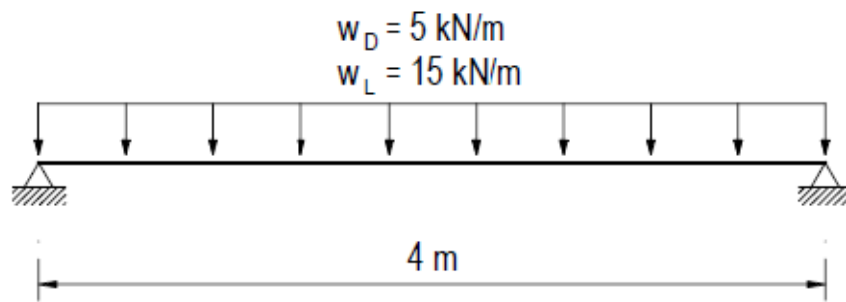
Metode DKI:

Ω_b = 1,67 $\frac{M_n}{\Omega_b} = 325,599$ kN m > M_a = 303,75 kN m (o.k.)

$$\frac{\Omega_b M_a}{M_n} = 0,933$$

CONTOH F.5 BALOK PROFIL WF YANG MENGALAMI LENTUR TERHADAP SUMBU LEMAH

Rencanakan profil WF yang digunakan sebagai balok tertumpu sederhana yang dibebani terhadap sumbu lemah dengan panjang 4 m. Material baja F_y = 250 MPa.

Batasan lendutan akibat beban hidup sebesar L/240. Beban nominal balok adalah beban mati terbagi rata sebesar 5 kN/m dan beban hidup terbagi rata sebesar 15 kN/m. Balok diasumsikan tersokong dalam arah lateral di kedua ujung.

Solusi:

Properti material baja:

F_y = 250 MPa F_u = 410 MPa E = 200 000 MPa

Beban terbagi rata: $w_D = 5\ \dfrac{\text{kN}}{\text{m}}$ $w_L = 15\ \dfrac{\text{kN}}{\text{m}}$

Panjang bentang: L = 4 m

Berdasarkan Pasal 2 SNI 1727, *Beban minimum untuk perancangan bangunan gedung dan struktur lain*, kekuatan lentur desain minimum:

Metode DFBK: $w_u = 1{,}2\ w_D + 1{,}6\ w_L = 30\ \dfrac{\text{kN}}{\text{m}}$ $M_u = \dfrac{1}{8} w_u L^2 = 60$ kN m

Metode DKI: $w_a = w_D + w_L = 20\ \dfrac{\text{kN}}{\text{m}}$ $M_a = \dfrac{1}{8} w_a L^2 = 40$ kN m

Momen inersia penampang minimum berdasarkan batasan lendutan L/240

$$\Delta_{max} = \frac{L}{240} = 16{,}667 \text{ mm}$$

$$I_{y_reqd} = \frac{5}{384}\frac{w_L L^4}{E\,\Delta_{max}} = 1{,}5 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

Gunakan profil WF 400 x 200 x 8 x 13: (Lihat Tabel Profil WF)

$I_y = 1{,}737 \times 10^7 \text{ mm}^4 \quad > \quad I_{y_reqd} = 1{,}5 \times 10^7 \text{ mm}^4$

S_y = 1,737 × 10^5 mm^3

Z_y = 2,676 × 10^5 mm^3

Berdasarkan SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Pasal F2, profil tersebut termasuk penampang kompak. Karena balok mangalami lentur terhadap sumbu lemah dan penampang kompak, kekuatan lentur ditentukan oleh kondisi batas leleh.

$M_{py} = Z_y F_y$ = 66,9 kN m 1,6 $S_y F_y$ = 69,48 kN m

$M_n = min(M_{py}$, 1.6 $S_y F_y$) = 66,9 kN m

Kekuatan lentur desain:

Metode DFBK:

ϕ_b = 0,9 $\phi_b M_n$ = 60,21 kN m > M_u = 60 kN m (o.k.)

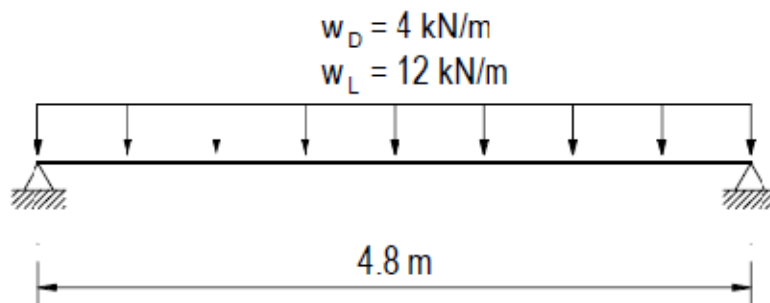
$$\frac{M_u}{\phi_b M_n} = 0{,}997$$

Metode DKI:

Ω_b = 1,67 $\frac{M_n}{\Omega_b} = 40{,}06$ kN m > M_a = 40 kN m (o.k.)

$$\frac{\Omega_b M_a}{M_n} = 0{,}999$$

CONTOH F.6   BALOK PSB DENGAN SAYAP KOMPAK

Tentukan profil PSB untuk digunakan sebagai balok dengan panjang bentang 4,8 m yang menahan beban mati terbagi rata sebesar 4 kN/m dan beban hidup terbagi rata sebesar 12 kN/m. Lendutan akibat beban hidup dibatasi *L*/240. Material baja dengan F_y = 250 MPa. Balok diasumsikan tersokong penuh dalam arah lateral.

Solusi:

Properti material baja:

F_y = 250 MPa F_u = 410 MPa E = 200 000 MPa

Beban terbagi rata: $w_D = 4\ \dfrac{\text{kN}}{\text{m}}$ $w_L = 12\ \dfrac{\text{kN}}{\text{m}}$

Panjang bentang: L = 4,8 m

Berdasarkan Pasal 2 SNI 1727, *Beban minimum untuk perancangan bangunan gedung dan struktur lain*, kekuatan lentur rencana minimum:

Metode DFBK: $w_u = 1{,}2\ w_D + 1{,}6\ w_L = 24\ \dfrac{\text{kN}}{\text{m}}$ $M_u = \dfrac{1}{8}\ w_u\ L^2 = 69{,}12$ kN m

Metode DKI: $w_a = w_D + w_L = 16\ \dfrac{\text{kN}}{\text{m}}$ $M_a = \dfrac{1}{8}\ w_a\ L^2 = 46{,}08$ kN m

Penentuan momen inersia minimum yang diperlukan:

Batasan lendutan maksimum akibat beban hidup: $\Delta_{limit} = \dfrac{L}{240}$ = 20 mm

Momen inersia profil minimum yang diperlukan:

$$I_{x.req} = \frac{5\ w_L\ L^4}{384\ E\ \Delta_{limit}} = 2{,}074 \times 10^7\ \text{mm}^4$$

Pemilihan profil balok

Pilih profil PSB dengan $I_x > I_{x.req}$

Berdasarkan tabel profil: PSB 180x180x8

H = 180 mm $\quad$ B = 180 mm $\quad$ t = 8 mm

$I_x = 2{,}72 \times 10^7$ mm^4 $>$ $I_{x.req} = 2{,}074 \times 10^7$ mm^4 (o.k.)

Pemeriksaan kekompakan penampang:

$$\frac{B}{t} = 22{,}5 \quad < \quad \lambda_p = 1{,}12\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 31{,}678 \qquad \text{(penampang kompak)}$$

Kekuatan lentur ditentukan oleh kondisi batas leleh:

$Z_x = 3{,}553 \times 10^5$ mm^3 (dari Tabel Profil PSB)

$M_p = Z_x F_y = 88{,}825$ kN m

$M_n = M_p = 88{,}825$ kN m

Kekuatan lentur desain:

Metode DFBK:

$\phi_b = 0{,}9$ $\quad$ $\phi_b M_n = 79{,}942$ kN m $\quad > \quad$ $M_u = 69{,}12$ kN m $\quad$ (o.k.)

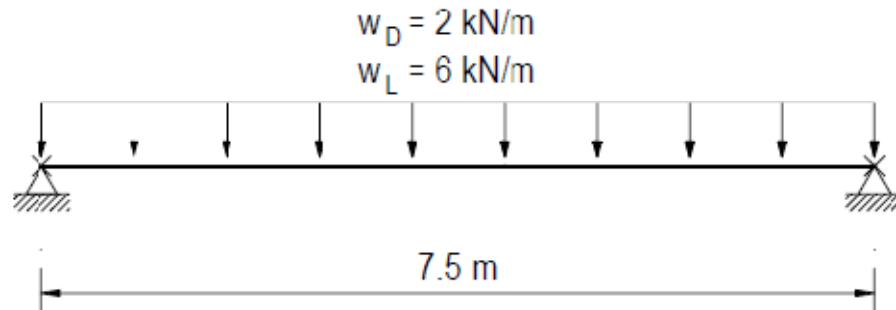
$$\frac{M_u}{\phi_b M_n} = 0{,}865$$

Metode DKI:

$\Omega_b = 1{,}67$ $\quad$ $\dfrac{M_n}{\Omega_b} = 53{,}189$ kN m $\quad > \quad$ $M_a = 46{,}08$ kN m $\quad$ (o.k.)

$$\frac{\Omega_b M_a}{M_n} = 0{,}866$$

CONTOH F.7 BALOK PSB DENGAN SAYAP NONKOMPAK

Tentukan profil PSB untuk digunakan sebagai balok dengan panjang bentang 7,5 m yang menahan beban mati terbagi rata sebesar 2 kN/m dan beban hidup terbagi rata sebesar 6 kN/m. Lendutan akibat beban hidup dibatasi L/240. Material baja dengan F_y = 250 MPa. Balok diasumsikan tersokong dalam arah lateral hanya di kedua ujung. Profil yang dipilih dalam contoh ini adalah profil nonkompak sebagai ilustrasi penerapan Pasal F7.2 dan Pasal F7.3.

Solusi:

Properti material baja:

F_y = 250 MPa $\qquad$ F_u = 410 MPa $\qquad$ E = 200 000 MPa

Beban terbagi rata: $\quad w_D = 2\ \dfrac{\text{kN}}{\text{m}} \qquad w_L = 6\ \dfrac{\text{kN}}{\text{m}}$

Panjang bentang: $\quad L$ = 7,5 m

Berdasarkan Pasal 2 SNI 1727, *Beban minimum untuk perancangan bangunan gedung dan struktur lain*, kekuatan lentur desain minimum:

Metode DFBK: $\quad w_u = 1{,}2\ w_D + 1{,}6\ w_L = 12\ \dfrac{\text{kN}}{\text{m}} \qquad M_u = \dfrac{1}{8}\ w_u\ L^2 = 84{,}375\ \text{kN m}$

Metode DKI: $\quad w_a = w_D + w_L = 8\ \dfrac{\text{kN}}{\text{m}} \qquad M_a = \dfrac{1}{8} w_a\ L^2 = 56{,}25\ \text{kN m}$

Penentuan momen inersia minimum yang diperlukan:

Batasan lendutan maksimum akibat beban hidup: $\Delta_{limit} = \dfrac{L}{240} = 31{,}25\ \text{mm}$

Momen inersia profil minimum yang diperlukan:

$$I_{x.req} = \frac{5\, w_L\, L^4}{384\, E\, \Delta_{limit}} = 3{,}955 \times 10^7\ \text{mm}^4$$

Pemilihan profil balok

Pilih profil PSB dengan $I_x > I_{x.req}$

Berdasarkan tabel profil: PSB 220x220x6.3

H = 220 mm B = 220 mm t = 6,3 mm

$I_x = 4{,}102 \times 10^7$ mm^4 > $I_{x.req} = 3{,}955 \times 10^7$ mm^4 (o.k.)

$S_x = 3{,}729 \times 10^5$ mm^3 $Z_x = 4{,}317 \times 10^5$ mm^3

Pemeriksaan kelangsingan sayap:

$$\frac{B}{t} = 34{,}921 > \lambda_p = 1{,}12\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 31{,}678$$

$$< \lambda_r = 1{,}4\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 39{,}598 \quad \text{(sayap nonkompak)}$$

Pemeriksaan kekompakan badan:

$$\frac{H}{t} = 34{,}921 < \lambda_p = 2{,}42\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 68{,}448 \quad \text{(badan kompak)}$$

Kondisi batas leleh:

$Z_x = 4{,}317 \times 10^5$ mm^3 (dari Tabel Profil PSB)

$M_p = Z_x F_y$ = 107,925 kN m

$M_{n1} = M_p$ = 107,925 kN m

Karena sayap nonkompak, gunakan Persamaan F7-2

$$M_{n2} = M_p - \left(M_p - F_y S_x\right)\left(3{,}57\frac{B}{t}\sqrt{\frac{F_y}{E}} - 4{,}0\right) = 101{,}933\ \text{kN m}$$

Kekuatan lentur desain:

Kekuatan lentur nominal diambil dari nilai terkecil untuk kedua kondisi batas di atas:

$M_n = min(M_{n1}, M_{n2})$ = 101,933 kN m

Metode DFBK:

ϕ_b = 0,9 $\phi_b M_n$ = 91,74 kN m > M_u = 84,375 kN m (o.k.)

$$\frac{M_u}{\phi_b M_n} = 0{,}920$$

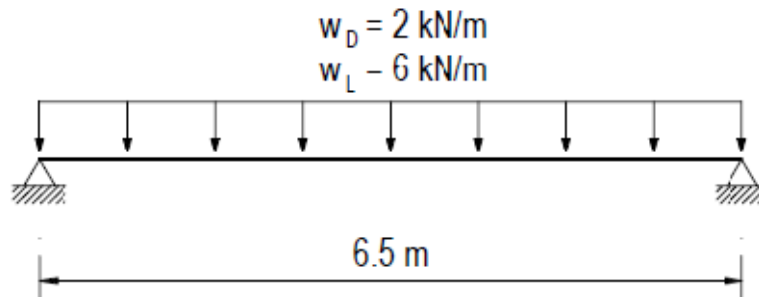
Metode DKI:

Ω_b = 1,67 $\quad \frac{M_n}{\Omega_b}$ = 61,038 kN m $\quad > \quad M_a$ = 56,25 kN m $\quad$ (o.k.)

$$\frac{\Omega_b M_a}{M_n} = 0,922$$

CONTOH F.8 BALOK PSB DENGAN SAYAP LANGSING

Periksa kekuatan lentur balok profil PSB 250x250x6.3 untuk digunakan sebagai balok dengan panjang bentang 6,5 m yang menahan beban mati terbagi rata sebesar 2 kN/m dan beban hidup terbagi rata sebesar 6 kN/m. Material baja dengan F_y = 250 MPa.

Balok diasumsikan tersokong penuh dalam arah lateral.

Solusi:

Properti material baja:

F_y = 250 MPa F_u = 410 MPa E = 200 000 MPa

Beban terbagi rata: $w_D = 2\ \dfrac{\text{kN}}{\text{m}}$ $w_L = 6\ \dfrac{\text{kN}}{\text{m}}$

Panjang bentang: L = 6,5 m

Berdasarkan Pasal 2 SNI 1727, *Beban minimum untuk perancangan bangunan gedung dan struktur lain*, kekuatan lentur desain minimum:

Metode DFBK: $w_u = 1{,}2\ w_D + 1{,}6\ w_L = 12\ \dfrac{\text{kN}}{\text{m}}$ $M_u = \dfrac{1}{8}\ w_u\ L^2 = 63{,}375$ kN m

Metode DKI: $w_a = w_D + w_L = 8\ \dfrac{\text{kN}}{\text{m}}$ $M_a = \dfrac{1}{8}\ w_a\ L^2 = 42{,}25$ kN m

Berdasarkan tabel profil: PSB 250x250x6.3

H = 250 mm B = 250 mm t = 6,3 mm

$I_x = 4{,}102 \times 10^7\ \text{mm}^4$ $S_x = 3{,}729 \times 10^5\ \text{mm}^3$ $Z_x = 4{,}317 \times 10^5\ \text{mm}^3$

Pemeriksaan kelangsingan sayap:

$$\frac{B}{t} = 39{,}683 \quad > \quad \lambda_r = 1{,}4\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 39{,}598 \qquad \text{(sayap langsing)}$$

Pemeriksaan kekompakan badan:

$\frac{H}{t}$ = 39,683 > λ_p = 2,42 $\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ = 68,448 (badan kompak)

Kekuatan lentur nominal

Untuk profil PSB dengan sayap langsing dan badan kompak, gunakan Pasal F7.2(c):

$M_n = F_y S_e$

Dengan S_e adalah modulus penampang efektif dengan lebar sayap tertekan efektif, b_e:

$$b_e = 1{,}92\, t \sqrt{\frac{E}{F_y}} \left[1 - \frac{0{,}38}{\left(\frac{B}{t}\right)} \sqrt{\frac{E}{F_y}} \right] = 249{,}462 \text{ mm} \quad < \quad B = 250 \text{ mm}$$

Lebar sayap tertekan yang tidak efektif:

$b_{ineff} = B - b_e$ = 0,538 mm

Momen inersia efektif dihitung dengan memperhitungkan lebar sayap tertekan efektif dan memperhatikan pergeseran garis netral. Cara alternatif yang lebih mudah dan konservatif adalah dengan memperhitungkan pengurangan lebar sayap secara simetris untuk sayap atas dan sayap bawah.

$$I_{x.eff} = I_x - 2\left[\frac{1}{12} b_{ineff} t^3 + b_{ineff} t \left(\frac{H}{2} - \frac{t}{2} \right)^2 \right] = 40{,}919 \text{ mm}^2$$

Modulus penampang efektif:

$$S_{x.eff} = \frac{I_{x.eff}}{\left(\frac{H}{2}\right)} = 3{,}274 \times 10^5 \text{ mm}^3$$

Kekuatan lentur desain:

$M_n = F_y S_{x.eff}$ = 81,838 kN m

Metode DFBK:

ϕ_b = 0,9 $\phi_b M_n$ = 73,655 kN m > M_u = 63,375 kN m (o.k.)

$$\frac{M_u}{\phi_b M_n} = 0{,}860$$

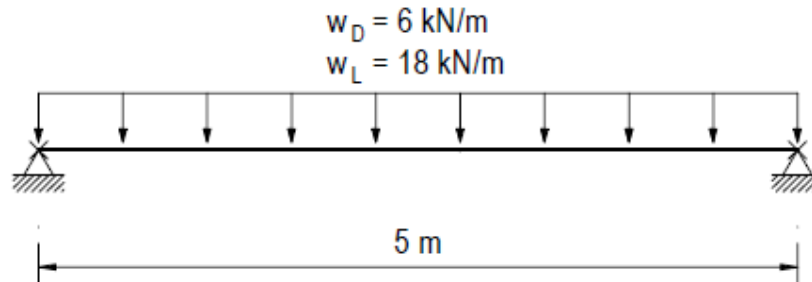
Metode DKI:

Ω_b = 1,67 $\frac{M_n}{\Omega_b}$ = 49,005 kN m > M_a = 42,25 kN m (o.k.)

$\frac{\Omega_b M_a}{M_n}$ = 0,862

CONTOH F.9 BALOK PROFIL PIPA LINGKARAN

Periksa kekuatan lentur balok profil Pipa 220x12 untuk digunakan sebagai balok dengan panjang bentang 5 m yang menahan beban mati terbagi rata sebesar 6 kN/m dan beban hidup terbagi rata sebesar 18 kN/m. Material baja dengan F_y = 250 MPa.

Balok diasumsikan tersokong dalam arah lateral hanya di kedua ujung.

Solusi:

Properti material baja:

F_y = 250 MPa F_u = 410 MPa E = 200 000 MPa

Beban terbagi rata: $w_D = 6\ \dfrac{\text{kN}}{\text{m}}$ $w_L = 18\ \dfrac{\text{kN}}{\text{m}}$

Panjang bentang: L = 5 m

Berdasarkan Pasal 2 SNI 1727, *Beban minimum untuk perancangan bangunan gedung dan struktur lain*, kuat lentur desain minimum:

Metode DFBK: $w_u = 1{,}2\ w_D + 1{,}6\ w_L = 36\ \dfrac{\text{kN}}{\text{m}}$ $M_u = \dfrac{1}{8} w_u L^2 = 112{,}5$ kN m

Metode DKI: $w_a = w_D + wL = 24\ \dfrac{\text{kN}}{\text{m}}$ $M_a = \dfrac{1}{8} w_a L^2 = 75$ kN m

Berdasarkan tabel profil: Pipa 220x12

D = 220 mm t = 12 mm

$$Z_x = \frac{1}{6}\left[D^3 - (D - 2t)^3\right] = 5{,}197 \times 10^5 \text{ mm}^3$$

Pemeriksaan kelangsingan penampang:

$$\frac{D}{t} = 18{,}333 \quad < \quad \lambda_p = 0{,}07 \frac{E}{F_y} = 56 \qquad \text{(penampang kompak)}$$

$\frac{D}{t}$ = 18,333 < $0,45\frac{E}{F_y}$ = 360 (Pasal F8 dapat digunakan)

Kekuatan lentur nominal berdasarkan leleh lentur

$M_n = F_y Z_x$ = 129,936 kN m

Kekuatan lentur desain:

Metode DFBK:

ϕ_b = 0,9 $\phi_b M_n$ = 116,942 kN m > M_u = 112,5 kN m (o.k.)

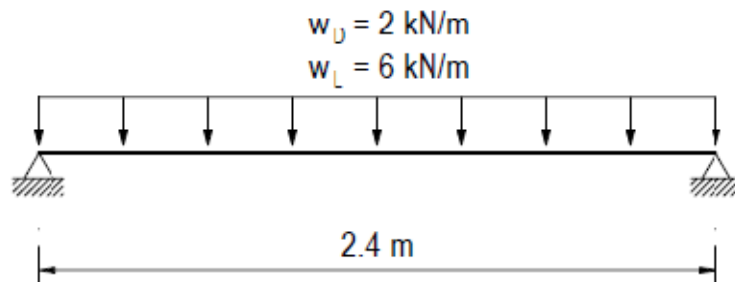
$\frac{M_u}{\phi_b M_n}$ = 0,962

Metode DKI:

Ω_b = 1, 67 $\frac{M_n}{\Omega_b}$ = 77,806 kN m > M_a = 75 kN m (o.k.)

$\frac{\Omega_b M_a}{M_n}$ = 0,964

CONTOH F.10 BALOK PROFIL T

Tentukan profil T untuk digunakan sebagai balok dengan panjang bentang 2,4 m yang menahan beban mati terbagi rata sebesar 2 kN/m dan beban hidup terbagi rata sebesar 6 kN/m. Material baja dengan F_y = 250 MPa. Balok diasumsikan tersokong penuh dalam arah lateral.

Solusi:

Properti material baja:

F_y = 250 MPa $\quad$ F_u = 410 MPa $\quad$ E = 200 000 MPa

Beban terbagi rata: $\quad w_D = 2\ \dfrac{\text{kN}}{\text{m}} \qquad w_L = 6\ \dfrac{\text{kN}}{\text{m}}$

Panjang bentang: $\quad L$ = 2,4 m

Berdasarkan Pasal 2 SNI 1727, *Beban minimum untuk perancangan bangunan gedung dan struktur lain*, kekuatan lentur desain minimum:

Metode DFBK: $\quad w_u = 1{,}2\ w_D + 1{,}6\ w_L = 12\ \dfrac{\text{kN}}{\text{m}} \qquad M_u = \dfrac{1}{8} w_u L^2 = 8{,}64 \text{ kN m}$

Metode DKI: $\quad w_a = w_D + w_L = 8\ \dfrac{\text{kN}}{\text{m}} \qquad M_a = \dfrac{1}{8} w_a L^2 = 5{,}76 \text{ kN m}$

Dicoba profil: T 220x12

d = 125 mm $\quad$ b_f = 125 mm $\quad$ t_w = 6 mm $\quad$ t_f = 9 mm

Besaran lain:

$$y_p = \frac{t_w\left(d - t_f\right) + b_f t_f}{2b_f} = 7{,}284 \text{ mm} \quad < \quad t_f = 9 \text{ mm} \quad \text{(PNA di sayap)}$$

$$z_x = \left(b_f - t_w\right)t_f\left(y_p - \frac{t_f}{2}\right) + y_p t_w\left(\frac{y_p}{2}\right) + \left(d - y_p\right)t_w \frac{d - y_p}{2} = 4{,}471 \times 10^4 \text{ mm}^3$$

$A = (b_f - t_w)\ t_f + d\ t_w = 1{,}821 \times 10^3 \text{ mm}^2$

$$y = \frac{(b_f - t_w)t_f\left(\frac{t_f}{2}\right) + d\,t_w\left(\frac{d}{2}\right)}{A} = 28{,}388 \text{ mm}$$

$$I_x = \frac{1}{12}(b_f - t_w)t_f^3 + (b_f - t_w)t_f\left(y - \frac{t_f}{2}\right) + \frac{1}{12}d^3 t_w + dt_w\left(\frac{d}{2} - y\right)^2 = 2{,}468 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$S_x = \frac{I_x}{(d - y)} = 2{,}554 \times 10^4 \text{ mm}^3$$

$$S_x = \frac{I_x}{y} = 8{,}693 \times 10^4 \text{ mm}^3$$

Leleh Lentur

$M_p = F_y Z_x$ = 11,178 kN m

$M_y = F_y S_x$ = 6,386 kN m 1,6 M_y = 10,217 kN m

Karena stem tertarik, maka: $M_p = min(M_p , 1.6\ M_y)$ = 10,217 kN m

Tekuk Torsi Lateral (SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Pasal F9.2)

Karena balok tersokong secara penuh, tekuk torsi lateral tidak perlu diperiksa.

Tekuk Lokal Sayap (SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Pasal F9.3)

Pemeriksaan batas rasio kelangsingan berdasarkan Tabel B4.1b Kasus 10.

$\frac{b_f}{2t_f}$ = 6,944 < $\lambda_{pf} = 0{,}38\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ = 10,748 (sayap kompak)

Kekuatan lentur nominal berdasarkan leleh lentur

$M_n = M_p$ = 10,217 kN m

Kekuatan lentur desain:

Metode DFBK:

ϕ_b = 0,9 $\phi_b M_n$ = 9,195 kN m > M_u = 8,64 kN m (o.k.)

$\frac{M_u}{\phi_b M_n}$ = 0,940

Metode DKI:

Ω_b = 1,67 $\frac{M_n}{\Omega_b}$ = 6,118 kN m > M_a = 5,76 kN m (o.k.)

$\frac{\Omega_b M_a}{M_n}$ = 0,942

CONTOH F.11A BALOK PROFIL SIKU TUNGGAL

Tentukan profil siku tunggal untuk digunakan sebagai balok dengan panjang bentang 1,8 m yang menahan beban mati terbagi rata sebesar 0,8 kN/m dan beban hidup terbagi rata sebesar 2,4 kN/m. Kaki vertikal dipasang di bagian atas sehingga ujung kaki mengalami tekan. Tidak ada beban dalam arah horizontal. Material baja dengan F_y = 250 MPa. Balok diasumsikan tersokong dalam arah lateral di kedua ujung.

Solusi:

Properti material baja:

F_y = 250 MPa $\quad$ F_u = 410 MPa $\quad$ E = 200 000 MPa

Beban terbagi rata: $\quad w_D = 0{,}8\ \dfrac{\text{kN}}{\text{m}} \qquad w_L = 2{,}4\ \dfrac{\text{kN}}{\text{m}}$

Panjang bentang: $\quad L$ = 1,8 m

Berdasarkan Pasal 2 SNI 1727, *Beban minimum untuk perancangan bangunan gedung dan struktur lain*, kekuatan lentur desain minimum:

Metode DFBK: $\quad w_u = 1{,}2\ w_D + 1{,}6\ w_L = 4{,}8\ \dfrac{\text{kN}}{\text{m}} \qquad M_u = \dfrac{1}{8} w_u L^2 = 1{,}944$ kN m

Metode DKI: $\quad w_a = w_D + w_L = 3{,}2\ \dfrac{\text{kN}}{\text{m}} \qquad M_a = \dfrac{1}{8} w_a L^2 = 1{,}296$ kN m

Dicoba profil: L 100x100x7

b = 100 mm $\quad$ t = 7 mm

$A = b\ t + (b - t)\ t = 1{,}351 \times 10^3\ \text{mm}^2$

$$c_x = \frac{(b-t)\,t\,\frac{t}{2} + b\,t\,\frac{b}{2}}{A} = 27{,}593 \text{ mm}$$

$$I_x = \frac{1}{12}b^3 t + b\,t\left(\frac{b}{2} - c_x\right)^2 + \frac{1}{12}(b - t)t^3 + (b - t)t\left(c_x - \frac{t}{2}\right)^2 = 1{,}315 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$S_x = \frac{I_x}{(b - c_x)} = 1{,}817 \times 10^4 \text{ mm}^3$$

Leleh Lentur

Berdasarkan Pasal F10.1, kekuatan lentur nominal berdasarkan kondisi leleh lentur:

M_{n1} = 1,5 (F_y S_x) = 6,812 kN m

Tekuk torsi lateral

Berdasarkan Pasal F10.2, untuk profil siku tunggal yang melentur terhadap sumbu geometris dan tidak tersokong dalam arah lateral, M_y diambil sebesar 0,80 momen leleh menggunakan modulus penampang geometris

M_y = 0,8 F_y S_x = 3,633 kN m

Untuk momen lentur terhadap salah satu sumbu geometris siku tunggal sama kaki tanpa gaya tekan, tanpa sokongan torsi lateral, dan gaya tekan maksimum pada ujung kaki, gunakan persamaan 10-6a.

C_b = 1,14 (untuk balok dengan beban terbagi rata dan sokongan lateral di kedua ujung)

L_b = L = 1,8 m

$$M_e = \frac{0{,}66\,E\,b^4\,t\,c_b}{L_b^2}\left[\sqrt{1 + 0{,}78\left(\frac{L_b\,t}{b^2}\right)^2} - 1\right] = 16{,}129 \text{ kN m} \quad > \quad M_y = 3{,}633 \text{ kN m}$$

sehingga SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Persamaan F10-3 dapat digunakan

$$M_{n2} = min\left[\left(1{,}92 - 1{,}17\sqrt{\frac{M_y}{M_e}}\right)M_y, M_y\right] = 3{,}633 \text{ kN m}$$

Tekuk lokal kaki

Pasal 10.3 digunakan untuk kondisi ujung kaki mengalami tekan

Pemeriksaan kelangsingan kaki.

$$\lambda = \frac{b}{t} = 14{,}286 \quad < \quad \lambda_p = 0{,}54\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 15{,}274$$

kaki kompak, tidak terjadi tekuk lokal kaki

Kekuatan lentur nominal berdasarkan nilai terkecil kondisi leleh lentur dan tekuk torsi lateral:

$M_n = min(M_{n1}, M_{n2})$ = 3,633 kN m

Kekuatan lentur desain:

Metode DFBK:

ϕ_b = 0,9 $\phi_b M_n$ = 3,27 kN m > M_u = 1,944 kN m (o.k.)

$$\frac{M_u}{\phi_b M_n} = 0,595$$

Metode DKI:

Ω_b = 1,67 $\frac{M_n}{\Omega_b}$ = 2,176 kN m > M_a = 1,296 kN m (o.k.)

$$\frac{\Omega_b M_a}{M_n} = 0,596$$

CONTOH F.11B BALOK PROFIL SIKU TUNGGAL

Tentukan profil siku tunggal untuk digunakan sebagai balok dengan panjang bentang 1,8 m yang menahan beban mati terbagi rata sebesar 0,8 kN/m dan beban hidup terbagi rata sebesar 2,4 kN/m. Kaki vertikal dipasang di bagian atas sehingga ujung kaki mengalami tekan. Tidak ada beban dalam arah horizontal. Material baja dengan F_y = 250 MPa. Balok diasumsikan tersokong dalam arah lateral di kedua ujung dan di titik tengah bentang.

Solusi:

Properti material baja:

F_y = 250 MPa $\quad$ F_u = 410 MPa $\quad$ E = 200 000 MPa

Beban terbagi rata: $\quad w_D = 0{,}8\ \dfrac{\text{kN}}{\text{m}} \qquad w_L = 2{,}4\ \dfrac{\text{kN}}{\text{m}}$

Panjang bentang: $\quad L$ = 1,8 m

Berdasarkan Pasal 2 SNI 1727, *Beban minimum untuk perancangan bangunan gedung dan struktur lain*, kekuatan lentur desain minimum:

Metode DFBK: $\quad w_u = 1{,}2\ w_D + 1{,}6\ w_L = 4{,}8\ \dfrac{\text{kN}}{\text{m}} \qquad M_u = \dfrac{1}{8}\ w_u\ L^2 = 1{,}944\ \text{kN m}$

Metode DKI: $\quad w_a = w_D + w_L = 3{,}2\ \dfrac{\text{kN}}{\text{m}} \qquad M_a = \dfrac{1}{8}\ w_a\ L^2 = 1{,}296\ \text{kN m}$

Dicoba profil: L 100x100x7

b = 100 mm $\quad$ t = 7 mm

$A = b\,t + (b - t)\,t = 1{,}351 \times 10^3\ \text{mm}^2$

$$c_x = \frac{(b-t)\,t\,\dfrac{t}{2} + b\,t\,\dfrac{b}{2}}{A} = 27{,}593\ \text{mm}$$

$$I_x = \frac{1}{12} b^3 t + b\,t\left(\frac{b}{2} - c_x\right)^2 + \frac{1}{12}(b - t)t^3 + (b - t)t\left(c_x - \frac{t}{2}\right)^2$$ = 1,315 $\times$ 10^6 mm^4

$$S_x = \frac{I_x}{(b - c_x)}$$ = 1,817 $\times$ 10^4 mm^3

Leleh Lentur

Berdasarkan Pasal F10.1, kekuatan lentur nominal berdasarkan kondisi leleh lentur:

M_{n1} = 1,5 (F_y S_x) = 6,812 kN m

Tekuk torsi lateral

Berdasarkan Pasal F10.2(b)(iii)(b), untuk profil siku tunggal yang tersokong dalam arah lateral di titik momen maksimum, M_y diambil sebesar momen leleh menggunakan modulus penampang geometris.

M_y = F_y S_x = 4,541 kN m

Untuk momen lentur terhadap salah satu sumbu geometris siku tunggal sama kaki tanpa gaya tekan, tanpa sokongan torsi lateral, dan gaya tekan maksimum pada ujung kaki, gunakan persamaan 10-6a.

C_b = 1,30 (untuk balok dengan beban terbagi rata dan sokongan lateral di kedua ujung dan titik tengah bentang)

L_b = L = 1,8 m

$$M_e = 1,25\left(\frac{0,66\,E\,b^4\,t\,c_b}{L_b^2}\right)\left[\sqrt{1 + 0,78\left(\frac{L_b\,t}{b^2}\right)^2} - 1\right]$$ = 22,991 kN m > M_y = 4,541 kN m

sehingga SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Persamaan F10-3 dapat digunakan

$$M_{n2} = min\left[\left(1,92 - 1,17\sqrt{\frac{M_y}{M_e}}\right)M_y, M_y\right]$$ = 4,541 kN m

Tekuk lokal kaki

Pasal 10.3 digunakan untuk kondisi ujung kaki mengalami tekan

Pemeriksaan kelangsingan kaki.

$\lambda = \frac{b}{t}$ = 14,286 < $\lambda_p = 0,54\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ = 15,274

kaki kompak, tidak terjadi tekuk lokal kaki

Kekuatan lentur nominal berdasarkan nilai terkecil kondisi leleh lentur dan tekuk torsi lateral:

$M_n = min(M_{n1}, M_{n2})$ = 4,541 kN m

Kekuatan lentur desain:

Metode DFBK:

ϕ_b = 0,9 $\phi_b M_n$ = 4,087 kN m > M_u = 1,944 kN m (o.k.)

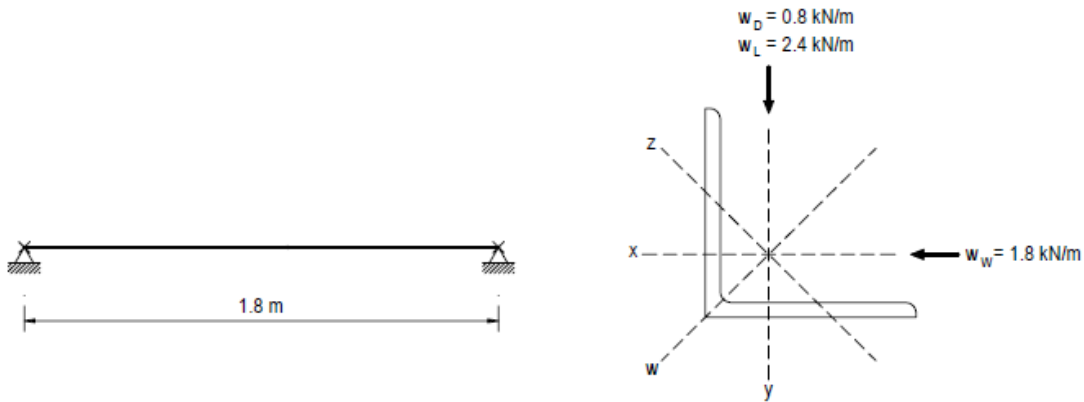
$$\frac{M_u}{\phi_b M_n} = 0,476$$

Metode DKI:

Ω_b = 1,67 $\frac{M_n}{\Omega_b}$ = 2,719 kN m > M_a = 1,296 kN m (o.k.)

$$\frac{\Omega_b M_a}{M_n} = 0,477$$

CONTOH F.11C BALOK PROFIL SIKU TUNGGAL

Tentukan profil siku tunggal untuk digunakan sebagai balok dengan panjang bentang 1,8 m yang menahan beban vertikal berupa beban mati terbagi rata sebesar 0,8 kN/m dan beban hidup terbagi rata sebesar 2,4 kN/m. Beban horizontal adalah beban angin terbagi rata sebesar 1,8 kN/m. Material baja dengan F_y = 250 MPa. Balok diasumsikan tersokong dalam arah lateral di kedua ujung. Gunakan kombinasi 4 untuk DFBK dan kombinasi 6a untuk DKI.

Solusi:

Properti material baja:

F_y = 250 MPa F_u = 410 MPa E = 200 000 MPa

Beban terbagi rata: $w_D = 0{,}8\ \dfrac{\text{kN}}{\text{m}}$ $w_L = 2{,}4\ \dfrac{\text{kN}}{\text{m}}$ $w_W = 1{,}8\ \dfrac{\text{kN}}{\text{m}}$

Panjang bentang: L = 1,8 m $L_b = L$ = 1,8 m

Berdasarkan Pasal 2 SNI 1727, *Beban minimum untuk perancangan bangunan gedung dan struktur lain*, kekuatan lentur desain minimum:

Metode DFBK: $w_{ux} = 1{,}2\ w_D + w_L = 3{,}36\ \dfrac{\text{kN}}{\text{m}}$ $M_{ux} = \dfrac{1}{8}\ w_{ux} L^2 = 1{,}361$ kN m

$w_{uy} = 1{,}0\ w_W = 1{,}8\ \dfrac{\text{kN}}{\text{m}}$ $M_{uy} = \dfrac{1}{8}\ w_{uy} L^2 = 0{,}729$ kN m

Metode DKI: $w_{ax} = w_D + 0{,}75\ w_L = 2{,}6\ \dfrac{\text{kN}}{\text{m}}$ $M_{ax} = \dfrac{1}{8}\ w_{ax} L^2 = 1{,}053$ kN m

$w_{ay} = 0{,}75\ w_W = 1{,}35\ \dfrac{\text{kN}}{\text{m}}$ $M_{ay} = \dfrac{1}{8}\ w_{ay} L^2 = 0{,}547$ kN m

Dicoba profil: L 100x100x7

b = 100 mm t = 7 mm $A = b\,t + (b - t)\,t = 1{,}351 \times 10^3$ mm^2

Besaran-besaran penampang terhadap sumbu geometris:

$$c_x = \frac{(b-t)\,t\,\frac{t}{2} + b\,t\,\frac{b}{2}}{A} = 27{,}593 \text{ mm}$$

$$I_x = \frac{1}{12}b^3 t + b\,t\left(\frac{b}{2} - c_x\right)^2 + \frac{1}{12}(b-t)t^3 + (b-t)t\left(c_x - \frac{t}{2}\right)^2 = 1{,}315 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$S_x = \frac{I_x}{(b - c_x)} = 1{,}817 \times 10^4 \text{ mm}^3$$

$c_y = c_x = 27{,}593$ mm $I_y = I_x = 1{,}315 \times 10^6$ mm^4 $S_y = S_x = 1{,}817 \times 10^4$ mm^3

$$I_{xy} = (b\,t)\left(c_x - \frac{t}{2}\right)\left(c_y - \frac{b}{2}\right) + \left[(b-t)t\right]\left(c_x - \frac{t}{2}\right)\left[c_y - \left(t + \frac{b-t}{2}\right)\right] = -7{,}842 \times 10^5 \text{ mm}^4$$

Besaran-besaran penampang terhadap sumbu utama:

$\alpha = 45^o$

$z_c = b\ cos(\alpha) = 70{,}711$ mm

$w_B = c_x\ sec(\alpha) = 39{,}023$ mm

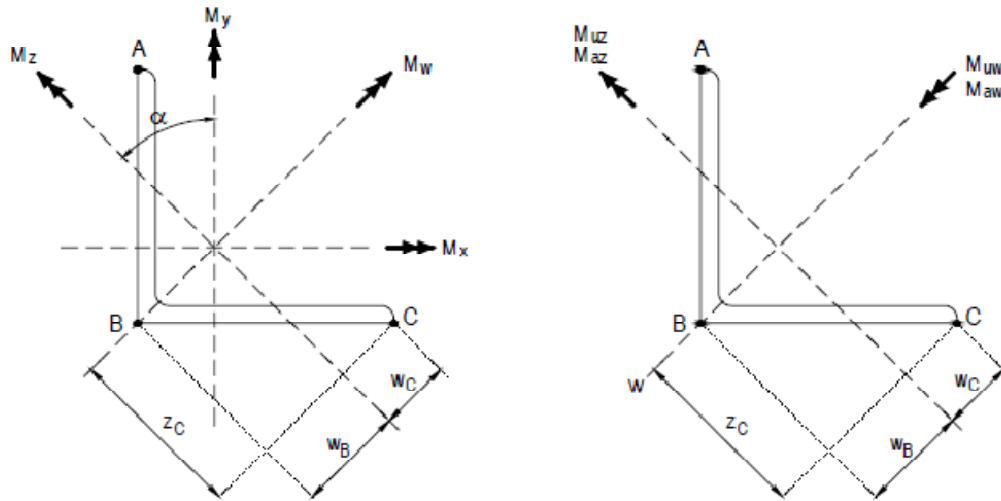
$w_C = b\ sin(\alpha) - w_B = 31{,}688$ mm

$$I_z = \frac{I_x + I_y}{2} - \sqrt{\left(\frac{I_x - I_y}{2}\right)^2 + I_{xy}^2} = 5{,}311 \times 10^5 \text{ mm}^4$$

$$I_w = \frac{I_x + I_y}{2} - \sqrt{\left(\frac{I_x - I_y}{2}\right)^2 + I_{xy}^2} = 2{,}1 \text{ x } 10^6 \text{ mm}^4$$

$$S_{zB} = \frac{I_z}{w_B} = 1{,}361 \times 10^4 \text{ mm}^3$$

$$S_{zC} = \frac{I_z}{w_C} = 1{,}676 \times 10^4 \text{ mm}^3$$

$$S_{wC} = \frac{I_w}{z_c} = 2{,}969 \times 10^4 \text{ mm}^3$$

Penyesuaian tanda momen:

Metode DFBK: $M_{ux} = -M_{ux} = -1{,}361$ kN m

$M_{uy} = M_{uy} = 0{,}729$ kN m

Metode DKI: $M_{ax} = -M_{ax} = -1{,}053$ kN m

$M_{ay} = M_{ay} = 0{,}547$ kN m

Momen terhadap sumbu utama:

Metode DFBK: $M_{uw} = M_{ux}\, cos(\alpha) + M_{uy}\, sin(\alpha) = -0{,}447$ kN m

$M_{uz} = -M_{ux}\, sin(\alpha) + M_{uy}\, cos(\alpha) = 1{,}478$ kN m

Metode DKI: $M_{aw} = M_{ax}\, cos(\alpha) + M_{ay}\, sin(\alpha) = -0{,}358$ kN m

$M_{az} = -M_{ax}\, sin(\alpha) + M_{ay}\, cos(\alpha) = 1{,}131$ kN m

Kekuatan lentur nominal terhadap sumbu *Z*

Karena M_{uz} dan M_{az} positif, ujung kaki mengalami tekan

Leleh Lentur

Berdasarkan SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Pasal F10.1, kekuatan lentur nominal berdasarkan kondisi leleh lentur:

$M_{nz} = 1{,}5\ (F_y\ S_{zB}) = 5{,}104$ kN m

Tekuk torsi lateral

Berdasarkan Pasal F10, kondisi batas tekuk torsi lateral tidak terjadi pada saat jika momen terhadap sumbu minor.

Tekuk lokal kaki

Pasal 10.3 digunakan untuk kondisi ujung kaki mengalami tekan

Pemeriksaan kelangsingan kaki.

$\lambda = \frac{b}{t}$ = 14,286 < $\lambda_p = 0,54\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ = 15,274

kaki kompak, tidak terjadi tekuk lokal kaki

Kekuatan lentur nominal berdasarkan kondisi leleh lentur:

M_{nz} = 5,104 kN m

Kekuatan lentur desain:

Metode DFBK:

ϕ_b = 0,9 $\phi_b M_{nz}$ = 4,593 kN m > M_{uz} = 1,478 kN m (o.k.)

Metode DKI:

Ω_b = 1,67 $\frac{M_{nz}}{\Omega_b}$ = 3,056 kN m > M_{az} = 1,131 kN m (o.k.)

Kekuatan lentur nominal terhadap sumbu W

Leleh Lentur

M_{nw1} = 1,5 ($F_y S_{wC}$) = 11,135 kN m

Tekuk torsi lateral

Menghitung M_e

Untuk lentur terhadap sumbu kuat profil siku sama kaki yang tidak tersokong secara lateral dalam arah menerus, gunakan SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Persamaan F10-4.

C_b = 1,14

$M_e = \frac{0,46\, E\, b^2\, t^2\, c_b}{L_b}$ = 28,551 kN m > $M_y = F_y S_{wC}$ = 7,423 kN m

sehingga SNI 1729 Persamaan F10-3 dapat digunakan

$M_{nw2} = min\left[\left(1,92 - 1,17\sqrt{\frac{M_y}{M_e}}\right)M_y, M_y\right]$ = 7,423 kN m

Tekuk lokal kaki

Karena kaki kompak, tidak terjadi tekuk lokal kaki

Kekuatan lentur nominal berdasarkan nilai terkecil antara kondisi leleh lentur dan tekuk torsi lateral:

$M_{nw} = min(M_{nw1}\ ,\ M_{nw2}) = 7{,}423$ kN m

Kekuatan lentur desain:

Metode DFBK:

$\phi_b = 0{,}9$ $\qquad \phi_b\, M_{nw} = 6{,}681$ kN m

Metode DKI:

$\Omega_b = 1{,}67$ $\qquad \dfrac{M_{nw}}{\Omega_b} = 4{,}445$ kN m

Resultan momen memiliki komponen terhadap setiap sumbu utama, sehingga rasio tegangan harus diperiksa sesuai Pasal H2.

$$\left|\frac{f_{ra}}{F_{ca}} + \frac{f_{rbw}}{F_{cbw}} + \frac{f_{rbz}}{F_{cbz}}\right| \le 1{,}0$$

Catatan Agar perhitungan lebih mudah, persamaan interaksi dapat digunakan dalam bentuk momen daripada tegangan. Tanda positif dan negatif momen agar diperhatikan pada saat memeriksa kondisi di titik-titik kontrol.

di titik B

M_w tidak menghasilkan tegangan di titik B, sedangkan M_z menghasilkan tegangan tarik di titik B.

Metode DFBK: $\left|0 - \dfrac{|M_{uz}|}{\phi_b M_{nz}}\right| = 0{,}322 \quad < 1{,}0$

Metode DKI: $\left|0 - \dfrac{\Omega_b |M_{az}|}{M_{nz}}\right| = 0{,}37 \quad < 1{,}0$

di titik C

M_w menghasilkan tegangan tarik di titik C, sedangkan M_z menghasilkan tegangan tekan di titik C.

Metode DFBK: $\left|-\dfrac{|M_{uw}|}{\phi_b M_{nw}} + \dfrac{|M_{uz}|}{\phi_b M_{nz}}\right| = 0{,}255 \quad < 1{,}0$

Metode DKI: $\left|-\dfrac{\Omega_b |M_{aw}|}{M_{nw}} + \dfrac{\Omega_b |M_{az}|}{M_{nz}}\right| = 0{,}29 \quad < 1{,}0$

di titik A

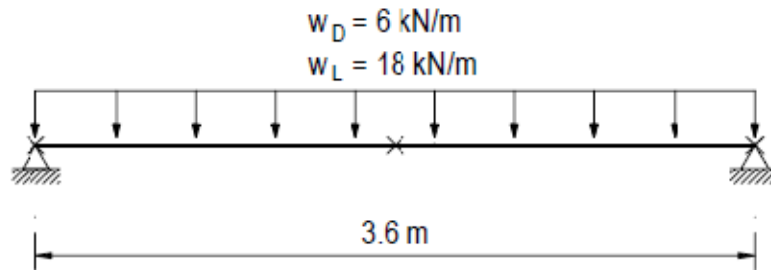
M_w dan M_z menghasilkan tegangan tekan di titik A.

Metode DFBK: $\left| \frac{|M_{uw}|}{\phi_b M_{nw}} + \frac{|M_{uz}|}{\phi_b M_{nz}} \right| = 0,389 \quad < \quad 1,0$

Metode DKI: $\left| \frac{\Omega_b |M_{aw}|}{M_{nw}} + \frac{\Omega_b |M_{az}|}{M_{nz}} \right| = 0,451 \quad < \quad 1,0$

Karena seluruh interaksi tegangan bernilai < 1.0, profil tersebut kuat memikul beban desain. Walaupun pemeriksaan telah dilakukan di ketiga titik, titik A merupakan titik kontrol karena pada titik tersebut kedua momen menghasilkan tegangan tekan.

CONTOH F.12 BATANG TULANGAN PERSEGI PANJANG

Tentukan batang tulangan persegi panjang untuk digunakan sebagai balok dengan panjang bentang 3,6 m yang menahan beban mati terbagi rata sebesar 6 kN/m dan beban hidup terbagi rata sebesar 18 kN/m. Material baja dengan F_y = 250 MPa. Balok tersokong penuh dalam arah lateral di kedua ujung dan titik tengah bentang. Secara konservatif, gunakan C_b = 1,0.

Solusi:

Properti material baja:

F_y = 250 MPa F_u = 410 MPa E = 200 000 MPa

Beban terbagi rata: $w_D = 6\ \dfrac{\text{kN}}{\text{m}}$ $w_L = 18\ \dfrac{\text{kN}}{\text{m}}$

Panjang bentang: L = 3,6 m

Berdasarkan Pasal 2 SNI 1727, *Beban minimum untuk perancangan bangunan gedung dan struktur lain*, kekuatan lentur desain minimum:

Metode DFBK: $w_u = 1{,}2\ w_D + 1{,}6\ w_L = 36\dfrac{\text{kN}}{\text{m}}$ $M_u = \dfrac{1}{8} w_u L^2 = 58{,}32$ kN m

Metode DKI: $w_a = w_D + wL = 24\dfrac{\text{kN}}{\text{m}}$ $M_a = \dfrac{1}{8} w_a L^2 = 38{,}88$ kN m

Coba batang tulangan persegi 120 mm x 80 mm.

d = 120 mm b = 80 mm

$$S_x = \frac{bd^2}{6} = 1{,}92 \times 10^5 \text{ mm}^3$$

$$Z_x = \frac{bd^2}{4} = 2{,}88 \times 10^5 \text{ mm}^3$$

Kekuatan lentur nominal

Leleh lentur:

Periksa batasan sesuai Pasal F11.1

$L_b = \frac{L}{2}$ = 1,8 m

$\frac{L_b d}{b^2}$ = 33,75 < $\frac{0,08E}{F_y}$ = 64

sehingga kondisi batas leleh menentukan dan tekuk torsi lateral tidak terjadi

$M_p = F_y Z_x$ = 72 kN m

$M_y = F_y S_x$ = 48 kN m

$M_n = min(M_p, 1.6 M_y)$ = 72 kN m

Kekuatan lentur desain:

Metode DFBK:

ϕ_b = 0,9 $\phi_b M_n$ = 64,8 kN m > M_u = 58,32 kN m (o.k.)

$\frac{M_u}{\phi_b M_n}$ = 0,9 < 1,00 (o.k.)

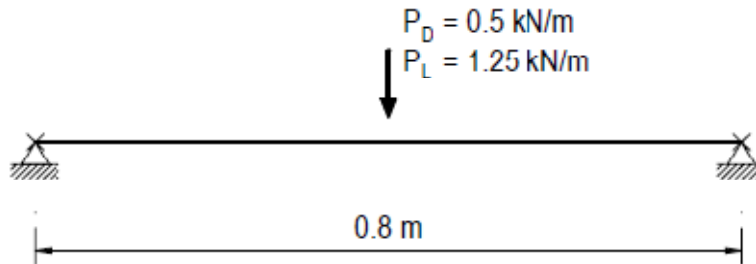
Metode DKI:

Ω_b = 1,67 $\frac{M_n}{\Omega_b}$ = 43,114 kN m > M_a = 38,88 kN m (o.k)

$\frac{\Omega_b M_a}{M_n}$ = 0,902 < 1,00 (o.k.)

CONTOH F.13 BATANG TULANGAN BUNDAR

Tentukan batang tulangan bundar untuk digunakan sebagai balok dengan panjang bentang 0,8 m yang menahan beban mati terpusat sebesar 0,5 kN dan beban hidup terpusat sebesar 1,25 kN/m. Material baja dengan F_y = 250 MPa. Berat sendiri balok dapat diabaikan. Balok tersokong penuh dalam arah lateral hanya di kedua ujung.

Secara konservatif, gunakan C_b = 1,0.

Solusi:

Properti material baja:

F_y = 250 MPa F_u = 410 MPa E = 200 000 MPa

Beban terbagi rata: P_D = 0,4 kN P_L = 1,2 kN

Panjang bentang: L = 0,8 m

Berdasarkan Pasal 2 SNI 1727, *Beban minimum untuk perancangan bangunan gedung dan struktur lain*, kekuatan lentur desain minimum:

Metode DFBK: $P_u = 1{,}2\ P_D + 1{,}6\ P_L = 2{,}4$ kN $M_u = \frac{1}{4} P_u\ L = 0{,}48$ kN m

Metode DKI: $P_a = P_D + P_L = 1{,}6$ kN $M_a = \frac{1}{4} P_a\ L = 0{,}32$ kN m

Coba batang tulangan bundar berdiameter 25 mm

d = 25 mm

$$S_x = \frac{\pi d^3}{32} = 1{,}534 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

$$Z_x = \frac{d^3}{6} = 2{,}604 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

Kekuatan lentur nominal

Leleh lentur:

Berdasarkan SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Pasal F11.1, kekuatan lentur nominal ditentukan oleh kondisi leleh lentur

$M_p = F_y Z_x$ = 0,651 kN m

$M_y = F_y S_x$ = 0,383 kN m

$M_n = min(M_p , 1.6 M_y)$ = 0,614 kN m

Kekuatan lentur desain:

Metode DFBK:

ϕ_b = 0,9 $\phi_b M_n$ = 0,552 kN m > M_u = 0,48 kN m (o.k.)

$$\frac{M_u}{\phi_b M_n} = 0,869$$

Metode DKI:

Ω_b = 1,67 $\dfrac{M_n}{\Omega_b}$ = 0,367 kN m > M_a = 0,32 kN m (o.k.)

$$\frac{\Omega_b M_a}{M_n} = 0,871$$

Bab G Desain Komponen Struktur untuk Geser

PENDAHULUAN

Bab G SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* meliputi badan komponen struktur simetris tunggal atau ganda memikul geser pada pelat badan, siku tunggal, penampang PSB, dan geser dalam arah sumbu lemah profil simetris tunggal atau ganda.

Sebagian besar persamaan dalam Bab G ini diilustrasikan dengan contoh.

DFBK dan DKI akan menghasilkan desain yang sama untuk kasus di mana efek beban hidup kira-kira tiga kali efek beban mati.

G1. KETENTUAN UMUM

Kekuatan geser desain, $\phi_v V_n$, dan kekuatan geser ijin, V_n / Ω_v , ditentukan sebagai berikut:

V_n = kekuatan geser nominal berdasarkan leleh geser atau tekuk geser

$V_n = 0{,}6\ F_y A_w C_v$ (SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Persamaan G2-1)

ϕ_v = 0,90 (DFBK) Ω_v = 1,67 (DKI)

Pengecualian:

Untuk profil I canai panas dengan $h/t_w \leq 2{,}24 \sqrt{E / F_y}$ dapat digunakan

ϕ_v = 1,00 (DFBK) Ω_v = 1,50 (DKI)

SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Pasal G2 tidak menggunakan aksi medan tarik. SNI 1729 Pasal G3 secara khusus membahas penggunaan aksi medan tarik.

G2. KOMPONEN STRUKTUR DENGAN BADAN TIDAK DIPERKAKU ATAU BADAN DIPERKAKU

Sebagaimana ditunjukkan dalam Catatan SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* pasal G2 ini, hampir semua profil I tidak mengalami tekuk geser dan juga memenuhi syarat untuk faktor keamanan dan ketahanan yang lebih besar, ϕ_v = 1,00 (DFBK) dan Ω_v = 1,50 (DKI)

Perhitungan desain kekuatan geser Profil I disajikan dalam Contoh G.1. Desain kekuatan geser kanal disajikan dalam Contoh G.2.

G3. AKSI MEDAN TARIK

Sebuah gelagar tersusun dengan badan tipis dan pengaku transversal disajikan dalam Contoh G.8.

G4. SIKU TUNGGAL

Contoh desain kekuatan geser siku tunggal diilustrasikan dalam Contoh G.3.

G5. PSB PERSEGI PANJANG DAN KOMPONEN STRUKTUR BERBENTUK BOKS

Ketinggian geser, h, diambil sebagai jarak bersih antara sayap dikurangi radius sudut dalam pada setiap sisi. Jika jari-jari kelengkungan tidak diketahui, h harus diambil sebagai dimensi luar dalam arah geser dikurangi 3 kali ketebalan. Desain kekuatan geser PSB persegi disajikan dalam Contoh G.4.

G6. PSB BUNDAR

Desain kekuatan geser PSB bundar disajikan dalam Contoh G.5.

G7. GESER SUMBU LEMAH PADA PROFIL SIMETRIS GANDA DAN TUNGGAL

Desain kekuatan geser sumbu lemah, lihat Contoh G.6 dan Contoh G.7.

G8. BALOK DAN GELAGAR DENGAN BUKAAN BADAN

Untuk balok dan gelagar dengan contoh bukaan badan, lihat AISC *Design Guide* 2, *Steel and Composite Beams with Web Openings* (Darwin, 1990).

CONTOH G.1 BALOK PROFIL WF YANG MENGALAMI GESER TERHADAP SUMBU KUAT

Periksa kekuatan geser balok profil WF 400x200x8x13 yang menahan gaya geser sebesar 120 kN akibat beban mati dan 180 kN akibat beban hidup.

Solusi:

Properti material baja:

F_y = 250 MPa F_u = 410 MPa E = 200 000 MPa

Gaya geser: V_D = 120 kN V_L = 180 kN

Berdasarkan Pasal 2 SNI 1727, *Beban minimum untuk perancangan bangunan gedung dan struktur lain*, kekuatan geser desain minimum:

Metode DFBK: $V_u = 1{,}2\ V_D + 1{,}6\ V_L = 432$ kN

Metode DKI: $V_a = V_D + V_L = 300$ kN

Data profil WF 400x200x8x13: (Gunakan Tabel Profil I)

d = 400 mm b_f = 200 mm t_w = 8 mm t_f = 13 mm r = 16 mm

$h = d - 2\ (t_f + r) = 342$ mm

Berdasarkan SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Pasal G2.1(a), koefisien geser badan:

$$\frac{h}{t_w} = 42{,}75 \quad < \quad 2{,}24\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 63{,}357$$

sehingga $C_v = 1{,}0$

Menghitung A_w

$A_w = d\ t_w = 3{,}2 \times 10^3\ \text{mm}^2$

Menghitung V_n

$V_n = 0{,}6\ F_y\ A_w\ C_v = 480\ kN$

Berdasarkan SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* G2.1(a), kekuatan geser desain:

Metode DFBK:

$\phi_v = 1{,}00$ $\phi V_n = \phi_v\ V_n = 480$ kN $>$ $V_u = 432$ kN (o.k.)

$$\frac{V_u}{\phi V_n} = 0{,}9$$

Metode DKI:

Ω_v = 1,50 $\qquad \dfrac{V_n}{\Omega_v}$ = 320 kN $\qquad$ > $\qquad V_a$ = 300 kN $\qquad$ (o.k.)

$$\frac{V_a}{\left(\dfrac{V_n}{\Omega_v}\right)} = 0{,}938$$

CONTOH G.2 BALOK PROFIL KANAL YANG MENGALAMI GESER TERHADAP SUMBU KUAT

Periksa kekuatan geser balok profil C 380x100x10.5x16 yang menahan gaya geser sebesar 80kN akibat beban mati dan 220 kN akibat beban hidup. Material baja F_y = 250 MPa.

Solusi:

Properti material baja:

F_y = 250 MPa F_u = 410 MPa E = 200 000 MPa

Gaya geser: V_D = 80 kN V_L = 220 kN

Berdasarkan Pasal 2 SNI 1727, *Beban minimum untuk perancangan bangunan gedung dan struktur lain*, kekuatan geser desain minimum:

Metode DFBK: $V_u = 1{,}2\ V_D + 1{,}6\ V_L = 448$ kN

Metode DKI: $V_a = V_D + V_L = 300$ kN

Data profil C 380x100x10,5x16: (Gunakan Tabel Profil Kanal)

d = 380 mm b_f = 100 mm t_w = 10,5 mm t_f = 16 mm

$h = d - 2\ t_f = 348$ mm

Berdasarkan SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Pasal G2.1(b), koefisien tekuk geser pelat badan:

$$\frac{h}{t_w} = 33{,}143 \quad < \quad 260$$

sehingga $k_v = 5$

Berdasarkan SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* G2.1(b), koefisien geser badan:

$$\frac{h}{t_w} = 33{,}143 \quad < \quad 1{,}10\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} = 69{,}57$$

sehingga $C_v = 1{,}0$

Menghitung A_w

$A_w = d\ t_w = 3{,}99 \times 10^3\ \text{mm}^2$

Menghitung V_n

$V_n = 0{,}6\ F_y\ A_w\ C_v = 598{,}5$ kN

Berdasarkan SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Pasal G2.1(a), kekuatan geser desain dengan faktor □$_v$ = 1,00 (DFBK) dan Ω_v = 1,50 (DKI) tidak berlaku untuk profil kanal:

Metode DFBK:

$\phi_v = 0{,}90$ $\quad\quad \phi V_n = \phi_v V_n = 538{,}65$ kN $\quad > \quad V_u = 448$ kN $\quad$ (o.k.)

$$\frac{V_u}{\phi V_n} = 0{,}832$$

Metode DKI:

$\Omega_v = 1{,}67$ $\quad\quad \dfrac{V_n}{\Omega_v} = 358{,}383$ kN $\quad > \quad V_a = 300$ kN $\quad$ (o.k.)

$$\frac{V_a}{\left(\dfrac{V_n}{\Omega_v}\right)} = 0{,}837$$

CONTOH G.3 BALOK PROFIL SIKU YANG MENGALAMI GESER

Periksa kekuatan geser balok profil L120x120x8 yang menahan gaya geser sebesar 15 kN akibat beban mati dan 50 kN akibat beban hidup. Material baja F_y = 250 MPa.

Solusi:

Properti material baja:

F_y = 250 MPa F_u = 410 MPa E = 200 000 MPa

Gaya geser: V_D = 15 kN V_L = 50 kN

Berdasarkan Pasal 2 SNI 1727, *Beban minimum untuk perancangan bangunan gedung dan struktur lain*, kekuatan geser desain minimum:

Metode DFBK: $V_u = 1,2\ V_D + 1,6\ V_L = 98$ kN

Metode DKI: $V_a = V_D + V_L = 65$ kN

Data profil L120x120x8: (Gunakan Tabel Profil Siku)

b = 120 mm t = 8 mm

Berdasarkan SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Pasal G2.4, koefisien tekuk geser pelat badan: k_v = 1,2

Berdasarkan SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Pasal G2.1(b), koefisien geser badan:

$$\frac{b}{t} = 15 \quad < \quad 1,10\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} = 34,082$$

sehingga C_v = 1,0

Menghitung A_w

$A_w = b\ t = 960$ mm^2

Menghitung V_n

$V_n = 0,6\ F_y\ A_w\ C_v = 144$ kN

Berdasarkan SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Pasal G2.1, kekuatan geser desain:

Metode DFBK:

$\phi_v = 0,90$ $\phi V_n = \phi_v\ V_n = 129,6$ kN $>$ $V_u = 98$ kN (o.k.)

$$\frac{V_u}{\phi V_n} = 0,756$$

Metode DKI:

$\Omega_v = 1,67$ $\frac{V_n}{\Omega_v} = 86,228$ kN > $V_a = 65$ kN (o.k.)

$$\frac{V_a}{\left(\frac{V_n}{\Omega_v}\right)} = 0,754$$

CONTOH G.4 BALOK PROFIL PSB PERSEGI PANJANG YANG MENGALAMI GESER

Periksa kekuatan geser balok profil PSB persegi panjang 180x100x8 yang menahan gaya geser sebesar 50 kN akibat beban mati dan 150 kN akibat beban hidup. Material baja F_y = 250 MPa. Orientasi profil balok agar gaya geser sejajar sisi yang lebih panjang.

Solusi:

Properti material baja:

F_y = 250 MPa F_u = 410 MPa E = 200 000 MPa

Gaya geser: V_D = 50 kN V_L = 150 kN

Berdasarkan Pasal 2 SNI 1727, *Beban minimum untuk perancangan bangunan gedung dan struktur lain*, kekuatan geser desain minimum:

Metode DFBK: $V_u = 1,2\ V_D + 1,6\ V_L = 300$ kN

Metode DKI: $V_a = V_D + V_L = 200$ kN

Data profil PSB 180x100x8: (Gunakan Tabel Profil PSB)

H = 180 mm B = 100 mm t_w = 8 mm

Berdasarkan SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Pasal G5, koefisien tekuk geser pelat badan: $k_v = 5$

Berdasarkan SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Pasal G5, jika radius tidak diketahui, h diambil sebesar tinggi total profil dikurangi tiga kali tebal profil.

$h = H - 3\ t_w = 156$ mm

Berdasarkan SNI 1729 Pasal G2.1(b), koefisien geser badan:

$$\frac{h}{t_w} = 19,5 \quad < \quad 1,10\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} = 69,57$$

sehingga $C_v = 1,0$

Menghitung A_w

$A_w = 2\ h\ t_w = 2496\ \text{mm}^2$

Menghitung V_n

$V_n = 0,6\ F_y\ A_w\ C_v = 374,4$ kN

Berdasarkan SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Pasal G2.1, kekuatan geser desain:

Metode DFBK:

ϕ_v = 0,90 $\phi V_n = \phi_v V_n$ = 336,96 kN > V_u = 300 kN (o.k.)

$$\frac{V_u}{\phi V_n} = 0,89$$

Metode DKI:

Ω_v = 1,67 $\frac{V_n}{\Omega_v}$ = 224,192 kN > V_a = 200 kN (o.k.)

$$\frac{V_a}{\left(\frac{V_n}{\Omega_v}\right)} = 0,892$$

CONTOH G.5 BALOK PROFIL PIPA YANG MENGALAMI GESER

Periksa kekuatan geser balok profil pipa dengan diameter luar 355,6 mm. Panjang balok tersebut 10 meter dan direncanakan menahan gaya geser sebesar 130 kN akibat beban mati dan 400 kN akibat beban hidup. Material baja F_y = 250 MPa.

Solusi:

Properti material baja:

F_y = 250 MPa $\quad$ F_u = 410 MPa $\quad$ E = 200 000 MPa

Gaya geser: $\quad$ V_D = 120 kN $\quad$ V_L = 250 kN

Berdasarkan Pasal 2 SNI 1727, *Beban minimum untuk perancangan bangunan gedung dan struktur lain*, kekuatan geser desain minimum:

Metode DFBK: $\quad$ $V_u = 1{,}2\ V_D + 1{,}6\ V_L = 544$ kN

Metode DKI: $\quad$ $V_a = V_D + V_L = 370$ kN

Data profil pipa:

D = 355,6 mm $\quad$ t = 8 mm

Setengah panjang bentang: $\quad$ L_v = 5 m

Berdasarkan SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Pasal G6, F_{cr} adalah nilai terbesar dari F_{cr1} dan F_{cr2} di bawah ini:

$$F_{cr1} = \frac{1{,}60E}{\sqrt{\frac{L_v}{D}}\left(\frac{D}{t}\right)^{\frac{5}{4}}} = 743{,}543 \text{ MPa}$$

$$F_{cr2} = \frac{0{,}78E}{\left(\frac{D}{t}\right)^{\frac{3}{2}}} = 526{,}401 \text{ MPa}$$

$F_{cr} = max(F_{cr1}\ , F_{cr2})$ = 743,543 MPa

dan dibatasi 0,6 F_y = 150 MPa (menentukan)

sehingga F_{cr} = 0,6 F_y = 150 MPa

Menghitung A_g

$$A_g = \frac{\pi}{4}\left[D^2 - (D-2t)^2\right] = 8736{,}141 \text{ mm}^2$$

Menghitung V_n berdasarkan SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Pasal G6

$V_n = \dfrac{F_{cr} A_g}{2}$ = 655,211 kN

Berdasarkan SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Pasal G2.1, kekuatan geser desain:

Metode DFBK:

$\phi_v = 0{,}90 \qquad \phi V_n = \phi_v V_n = 589{,}69$ kN $\quad > \quad V_u = 544$ kN $\quad$ (o.k.)

$\dfrac{V_u}{\phi V_n} = 0{,}923$

Metode DKI:

$\Omega_v = 1{,}67 \qquad \dfrac{V_n}{\Omega_v} = 392{,}342$ kN $\quad > \quad V_a = 370$ kN $\quad$ (o.k.)

$\dfrac{V_a}{\left(\dfrac{V_n}{\Omega_v}\right)} = 0{,}943$

CONTOH G.6 BALOK PROFIL SIMETRI GANDA YANG MENGALAMI GESER TERHADAP SUMBU LEMAH

Periksa kekuatan geser balok profil WF 400x200x8x13 yang menahan gaya geser sebesar 80kN akibat beban mati dan 240 kN akibat beban hidup. Material baja F_y = 250 MPa.

Solusi:

Properti material baja:

F_y = 250 MPa $\quad$ F_u = 410 MPa $\quad$ E = 200 000 MPa

Gaya geser: $\quad$ V_D = 80 kN $\quad$ V_L = 240 kN

Berdasarkan Pasal 2 SNI 1727, *Beban minimum untuk perancangan bangunan gedung dan struktur lain*, kekuatan geser desain minimum:

Metode DFBK: $\quad$ $V_u = 1,2\ V_D + 1,6\ V_L = 480$ kN

Metode DKI: $\quad$ $V_a = V_D + V_L = 320$ kN

Data profil WF 400x200x8x13: (Gunakan Tabel Profil WF)

d = 400 mm $\quad$ b_f = 200 mm $\quad$ t_w = 8 mm $\quad$ t_f = 13 mm $\quad$ r = 16 mm

Berdasarkan SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Pasal G7, untuk geser terhadap sumbu lemah, gunakan Persamaan G2-1 dan ketentuan di SNI 1729 Pasal G2.1(b) dengan $A_w = b_f\ t_f$ untuk masing-masing sayap.

Koefisien tekuk geser: $\quad$ k_v = 1,2

Lebar tiap sisi sayap: $\quad$ $b = \dfrac{b_f}{2}$ = 100 mm

$$\frac{b}{t_f} = 7,692 \quad < \quad 1,10\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} = 34,082$$

sehingga C_v = 1,0

Menghitung A_w

$A_w = 2\ b_f\ t_f = 5\ 200\ \text{mm}^2$

Menghitung V_n

$V_n = 0,6\ F_y\ A_w\ C_v = 780$ kN

Berdasarkan SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Pasal G2.1, kekuatan geser desain:

Metode DFBK:

$\phi_v = 0,90 \qquad \phi V_n = \phi_v\ V_n = 702\ \text{kN} \quad > \quad V_u = 480\ \text{kN}$ $\quad$ (o.k.)

$$\frac{V_u}{\phi V_n} = 0{,}684$$

Metode DKI:

$\Omega_v = 1{,}67$ $\quad \frac{V_n}{\Omega_v} = 467{,}066$ kN $\quad > \quad V_a = 320$ kN (o.k.)

$$\frac{V_a}{\left(\frac{V_n}{\Omega_v}\right)} = 0{,}685$$

G7. GESER SUMBU LEMAH PADA PROFIL SIMETRIS GANDA DAN TUNGGAL

Desain kekuatan geser sumbu lemah, lihat Contoh G.6 dan Contoh G.7.

CONTOH G.7 BALOK PROFIL SIMETRI TUNGGAL YANG MENGALAMI GESER TERHADAP SUMBU LEMAH

Periksa kekuatan geser balok profil C380x100x10.5x16 yang menahan gaya geser sebesar 60kN akibat beban mati dan 180 kN akibat beban hidup. Material baja F_y = 250 MPa.

Solusi:

Properti material baja:

F_y = 250 MPa F_u = 410 MPa E = 200 000 MPa

Gaya geser: V_D = 60 kN V_L = 180 kN

Berdasarkan Pasal 2 SNI 1727, *Beban minimum untuk perancangan bangunan gedung dan struktur lain*, kekuatan geser desain minimum:

Metode DFBK: $V_u = 1{,}2\ V_D + 1{,}6\ V_L = 360$ kN

Metode ASD: $V_a = V_D + V_L = 240$ kN

Data profil C380x100x10.5x16: (Gunakan Tabel Profil Kanal)

d = 380 mm b_f = 100 mm t_w = 10,5 mm t_f = 16 mm

Berdasarkan SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Pasal G7, untuk geser terhadap sumbu lemah, gunakan SNI 1729 Persamaan G2-1 dan ketentuan SNI 1729 Pasal G2.1(b) dengan $A_w = b_f\, t_f$ untuk masing-masing sayap.

Koefisien tekuk geser: k_v = 1,2

$$\frac{b_f}{t_f} = 6{,}25 \quad < \quad 1{,}10\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} = 34{,}082$$

sehingga C_v = 1,0

Menghitung A_w

$A_w = 2\ b_f\, t_f = 3\ 200\ \text{mm}^2$

Menghitung V_n

$V_n = 0{,}6\ F_y\, A_w\, C_v = 480$ kN

Berdasarkan SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Pasal G2.1, kekuatan geser desain:

Metode DFBK:

$\phi_v = 0{,}90$ $\phi V_n = \phi_v V_n = 432$ kN > $V_u = 360$ kN (o.k.)

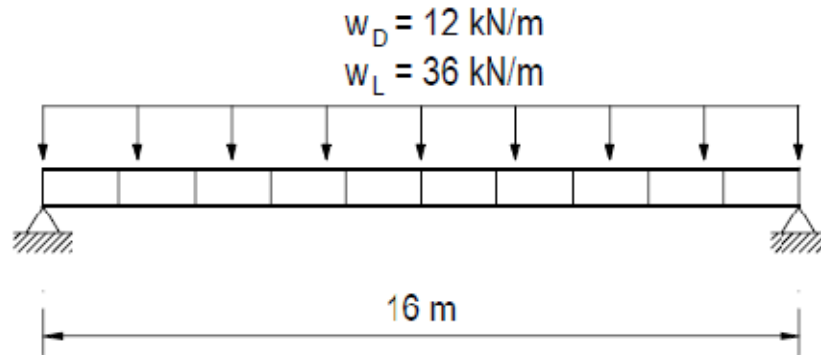
$$\frac{V_u}{\phi V_n} = 0{,}833$$

Metode DKI:

$\Omega_v = 1{,}67$ $\dfrac{V_n}{\Omega_v} = 287{,}425$ kN > $V_a = 240$ kN (o.k.)

$$\frac{V_a}{\left(\dfrac{V_n}{\Omega_v}\right)} = 0{,}835$$

CONTOH G.8 BALOK PROFIL TERSUSUN DENGAN PENGAKU TRANSVERSAL

Balok profil I tersusun dari material baja F_y = 250 MPa dengan panjang bentang 15 meter dibebani secara terdistribusi sebesar 12 kN/m (beban mati) dan 36 kN/m (beban hidup). Tinggi penampang balok 900 mm dengan lebar sayap 300 mm. Tebal badan 8 mm dan tebal sayap 36 mm. Periksa apakah balok tersebut cukup kuat terhadap gaya geser di ujung balok, dengan dan tanpa aksi medan tarik. Gunakan pengaku transversal jika diperlukan.

Solusi:

Properti material baja:

F_y = 250 MPa F_u = 410 MPa E = 200 000 MPa

Data profil tersusun:

d = 900 mm b_{ft} = 300 mm b_{fc} = 300 mm t_w = 8 mm t_f = 36 mm

$h = d - 2\,t_f$ = 828 mm

Beban terbagi rata: $w_D = 12\ \dfrac{\text{kN}}{\text{m}}$ $w_L = 36\ \dfrac{\text{kN}}{\text{m}}$

Panjang bentang: L = 16 m

Berdasarkan Pasal 2 SNI 1727, *Beban minimum untuk perancangan bangunan gedung dan struktur lain*, kekuatan lentur desain minimum:

Metode DFBK: $V_u = \dfrac{\left(1,2w_D + 1,6w_L\right)L}{2}$ = 576 kN

Metode DKI: $V_a = \dfrac{\left(w_D + w_L\right)L}{2}$ = 384 kN

Pemeriksaan kebutuhan pengaku:

$A_w = d\,t_w$ = 7 200 mm^2

$\dfrac{h}{t_w}$ = 103,5 < 260 sehingga k_v = 5 untuk badan tanpa pengaku transversal

$> 1{,}37\sqrt{\dfrac{k_v E}{F_y}} = 86{,}646$

sehingga C_v dihitung berdasarkan SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Persamaan G2-5:

$$C_v = \frac{1{,}51 k_v E}{\left(\dfrac{h}{t_w}\right)^2 F_y} = 0{,}564$$

menghitung V_n

$V_n = 0{,}6\ F_y\ A_w\ C_v = 608{,}948$ kN

Berdasarkan SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Pasal G2.1, kekuatan geser desain:

Metode DFBK:

$\phi_v = 0{,}90$ $\phi V_n = \phi_v V_n = 548{,}053$ kN < $V_u = 576$ kN

$$\frac{V_u}{\phi V_n} = 1{,}051$$

(perlu pengaku transversal)

Metode DKI:

$\Omega_v = 1{,}67$ $\dfrac{V_n}{\Omega_v} = 364{,}639$ kN < $V_a = 384$ kN

$$\frac{V_a}{\left(\dfrac{V_n}{\Omega_v}\right)} = 1{,}053$$

(perlu pengaku transversal)

Gunakan pengaku transversal pada setiap jarak: a = 1,6 m

Batasan penggunaan aksi medan tarik

Berdasarkan SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Pasal G3.1, aksi medan tarik tidak boleh diperhitungkan jika terdapat minimal salah satu kondisi di bawah ini:

(a) panel ujung pada elemen dengan pengaku transversal

(b) elemen dengan a/h lebih besar dari 3,0 atau $[260/(h/t_w)]^2$

(c) $2A_w/(A_{fc} + A_{ft}) > 2{,}5$

(d) h/b_{fc} atau h/b_{ft} > 6,0

Syarat (b):

$$\frac{a}{h} = 1{,}932 \qquad < \qquad \left[\frac{260}{\left(\frac{h}{t_w}\right)}\right]^2 = 6{,}311$$

Syarat (c):

$A_{fc} = b_{fc}\, t_f$ = 10 800 mm^2 $\qquad$ $A_{ft} = b_{ft}\, t_f$ = 10 800 mm^2

$$\frac{2A_w}{A_{fc} + A_{ft}} = 0{,}667 \qquad < \ 2{,}5$$

Syarat (d):

$$\frac{h}{b_{fc}} = 2{,}76 \qquad < \ 6{,}0 \qquad\qquad \frac{h}{b_{ft}} = 2{,}76 \qquad < \ 6{,}0$$

Persyaratan (b), (c) dan (d) terpenuhi, aksi medan tarik dapat diperhitungkan kecuali untuk panel ujung.

Kekuatan geser panel ujung

Tentukan k_v berdasarkan SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Pasal G2.1(b) dan periksa batasan a/h

$$\frac{a}{h} = 1{,}932 \qquad < \ 3{,}0$$

$$< \left[\frac{260}{\left(\frac{h}{t_w}\right)}\right]^2 = 6{,}311$$

sehingga

$$k_v = 5 + \frac{5}{\left(\frac{a}{h}\right)^2} = 6{,}339$$

Aksi medan tarik tidak boleh diperhitungkan pada panel ujung karena

$$\frac{h}{t_w} = 103{,}5 \qquad > \ 1{,}37\sqrt{\frac{k_v\, E}{F_y}} = 97{,}561$$

$C_v = \dfrac{1{,}51\, k_v\, E}{\left(\dfrac{h}{t_w}\right)^2 F_y}$ = 0,715

$V_n = 0{,}6\; F_y\, A_w\, C_v$ = 772,028 kN

Berdasarkan SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Pasal G2.1, kekuatan geser desain:

Metode DFBK:

$\phi_v = 0{,}90$ $\quad \phi V_n = \phi_v\, V_n$ = 694,825 kN $\quad > \quad V_u$ = 576 kN $\quad$ (o.k.)

$\dfrac{V_u}{\phi V_n}$ = 0,829 $\quad < \quad$ 1,00 $\quad$ (o.k.)

Metode DKI:

$\Omega_v = 1{,}67$ $\quad \dfrac{V_n}{\Omega_v}$ = 462,292 kN $\quad > \quad V_a$ = 384 kN $\quad$ (o.k.)

$\dfrac{V_a}{\left(\dfrac{V_n}{\Omega_v}\right)}$ = 0,831 $\quad < \quad$ 1,00 $\quad$ (o.k.)

Kekuatan geser panel kedua

Kekuatan geser perlu pada panel kedua:

Metode DFBK: $\quad V_u = \dfrac{(1{,}2w_D + 1{,}6w_L)L}{2} - (1{,}2\; w_D + 1{,}6\; w_L)\; a$ = 460,8 kN

Metode DKI: $\quad V_a = \dfrac{(w_D + w_L)L}{2} - (w_D + w_L)\; a$ = 307,2 kN

Tentukan k_v berdasarkan SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Pasal G2.1(b) dan periksa batasan $\dfrac{a}{h}$

$$\frac{a}{h} = 1{,}932 \quad < \ 3{,}0$$

$$< \left[\frac{260}{\left(\frac{h}{t_w} \right)} \right]^2 = 6{,}311$$

sehingga

$$k_v \ = 5 + \frac{5}{\left(\frac{a}{h} \right)^2} \ = 6{,}339$$

Aksi medan tarik tidak boleh diperhitungkan pada panel ujung

karena $\frac{h}{t_w} = 103{,}5 \qquad > \quad 1{,}37\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} = 97{,}561$

$$C_v = \frac{1{,}51 k_v E}{\left(\frac{h}{t_w} \right)^2 F_y} \ = 0{,}715$$

Periksa batasan tambahan dari SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Pasal G3.1 untuk aksi medan tarik

$$\frac{2A_w}{A_{fc} + A_{ft}} = 0{,}667 \ \ \leq \ 2{,}5$$

$\frac{h}{b_{ft}} = 2{,}76 \qquad \leq \ 6{,}0 \qquad\qquad \frac{h}{b_{fc}} = 2{,}76 \qquad \leq \ 6{,}0$

Panel tersebut bukan panel ujung dan semua kondisi memenuhi syarat untuk perhitungan aksi medan tarik.

Berdasarkan SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Pasal G3.2

$$1{,}10\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} = 78{,}334$$

karena $\frac{h}{t_w} = 103{,}5 \qquad > \ \ 76$ gunakan persamaan G3-2

$$V_n = 0{,}6\ F_y\ A_w \left[C_v - \frac{1 - C_v}{1{,}15\sqrt{1\text{-}\left(\frac{a}{h}\right)^2}} \right] = 895{,}111 \text{ kN}$$

Berdasarkan SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Pasal G2.1, kekuatan geser desain:

Metode DFBK:

$\phi_v = 0{,}90$ $\phi V_n = \phi_v V_n = 805{,}6$ kN $<$ $V_u = 460{,}8$ kN

$$\frac{V_u}{\phi V_n} = 0{,}572$$

Metode DKI:

$\Omega_v = 1{,}67$ $\dfrac{V_n}{\Omega_v} = 535{,}994$ kN $<$ $V_a = 307{,}2$ kN

$$\frac{V_a}{\left(\frac{V_n}{\Omega_v}\right)} = 0{,}573$$

Untuk semua persamaan interaksi dalam SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Bab H, gaya dan momen yang diperlukan harus mencakup efek orde kedua, seperti yang disyaratkan SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Bab C. Pengguna DKI, SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* 1989 terbiasa menggunakan persamaan interaksi yang mencakup amplifikasi orde kedua parsial. Efek orde kedua yang sekarang dihitung dalam analisis dan tidak termasuk dalam persamaan interaksi.

CONTOH H.1

Periksa kekuatan suatu balok-kolom profil WF 350x175x7x11 yang menerima beban aksial tarik P_D = 30 kN dan P_L = 40 kN. Panjang tak terbreis adalah 9 m dan kedua ujung adalah sendi, dengan sambungan tanpa lubang. Batang ini juga memiliki momen akibat beban terdistribusi merata.

M_{xD} = 34 kN m $\quad$ P_D = 30 kN $\quad$ P_L = 40 kN

M_{xL} = 20 kN m $\quad$ L_b = 6 m

M_{yD} = 5 kN m

M_{yL} = 8 kN m

Pasal 2 kekuatan perlu dari SNI 1727, *Beban minimum untuk perancangan bangunan gedung dan struktur lain* sebagai berikut:

DFBK	DKI
$P_u = 1{,}2\ P_D + 1{,}6\ P_L = 100$ kN	$P_a = P_D + P_L = 70$ kN
$M_{ux} = 1{,}2\ M_{xD} + 1{,}6\ M_{xL} = 72{,}8$ kN m	$M_{ax} = M_{xD} + M_{xL} = 54$ kN m
$M_{uy} = 1{,}2\ M_{yD} + 1{,}6\ M_{yL} = 18{,}8$ kN m	$M_{ay} = M_{yD} + M_{yL} = 13$ kN m

Data penampang WF 350 x 175 x 7 x 11

E = 200 000 MPa $\quad$ $G = \dfrac{E}{2{,}6} = 7{,}692 \times 10^4$ MPa $\quad$ F_y = 250 MPa

$I_x = 1{,}36 \times 10^8$ mm^4 $\quad$ $I_y = 9{,}84 \times 10^6$ mm^4 $\quad$ $A_g = 6{,}314 \times 10^3$ mm^2

d = 350 mm $\quad$ t_w = 7 mm $\quad$ b_f = 175 mm $\quad$ t_f = 11 mm $\quad$ r = 14 mm

Besaran penampang yang perlu dihitung: $\quad$ $h_o = d - t_f = 339$ mm

$C_W = \dfrac{I_y h_o^2}{4} = 2{,}827 \times 10^{11}$ mm^6 $\quad$ $h = d - 2\ t_f - 2\ r = 300$ mm

$S_x = \dfrac{I_x}{0{,}5\,d} = 7{,}771 \times 10^5$ mm^3 $\quad$ $S_y = \dfrac{I_y}{0{,}5\,b_f} = 1{,}125 \times 10^5$ mm^3

$$Z_x = b_f t_f \left(d - t_f\right) + \frac{1}{4} t_w \left(d - 2t_f\right)^2 = 8{,}408 \times 10^5 \text{ mm}^3$$

$$Z_y = \frac{2}{4} t_f b_f^2 + \frac{1}{4}\left(d - 2t_f\right) t_w^2 = 1{,}725 \times 10^5 \text{ mm}^3$$

$$J = \frac{\left[2 b_f t_f^3 + \left(d - t_f\right) t_w^3\right]}{3} = 1{,}94 \times 10^5 \text{ mm}^4$$

$r_x = \sqrt{\dfrac{I_x}{A_g}}$ = 146,763 mm $\qquad$ $r_y = \sqrt{\dfrac{I_y}{A_g}}$ = 39,477 mm

$r_{ts} = \sqrt{\dfrac{\sqrt{I_y C_W}}{S_x}}$ $\qquad$ $L_p = 1,76 r_y \sqrt{\dfrac{E}{F_y}}$ = 1,965 m

$$L_r = 1,95\, r_{ts} \frac{E}{0,7\,F_y} \sqrt{\frac{J}{S_x\, h_o}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6,76\left(\frac{0,78\,F_y}{E}\frac{S_x\, h_o}{J}\right)^2}} = 5,999 \text{ m}$$

Solusi:

Kekuatan Tarik Nominal

Dari SNI 1729 Pasal D2(a), kekuatan tarik nominal akibat kelelehan tarik pada penampang bruto adalah:

$P_n = F_y A_g$ = 1,578 x 10^3 kN $\qquad$ SNI 1729 Persamaan D2-1

Catat bahwa untuk batang dengan lubang, kekuatan putus dari batang juga harus dihitung dengan menggunakan SNI 1729 Persamaan D2-2.

Kekuatan Lentur Nominal untuk lentur terhadap sumbu *X-X*

Kelelehan

$M_{px} = F_y Z_x$ = 210,212 kN m

$M_{nx1} = M_{px}$ $\qquad$ SNI 1729 Persamaan F2-1

Tekuk Torsional-Lateral

Dari SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Pasal F2.2, kuat lentur nominal akibat tekuk torsional-lentur dihitung sebagai berikut:

Karena $L_p < L_b < L_r$, maka berlaku SNI 1729 Persamaan F2-2

C_b = 1,14 $\qquad$ untuk pembebanan merata, tanpa mempertimbangkan efek dari gaya tarik.

Walaupun demikian, menurut SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Pasal H1.2, C_b bisa diperbesar karena kolom mengalami gaya tarik

$P_{ey} = \dfrac{\pi^2 E I_y}{L_b^2}$ = 539,538 kN $\qquad$ DFBK $\qquad$ α = 1,0 $\qquad$ $\sqrt{1 + \dfrac{\alpha P_u}{P_{ey}}}$ = 1,089

DKI $\qquad$ α = 1,6 $\qquad$ $\sqrt{1 + \dfrac{\alpha P_a}{P_{ey}}}$ = 1,099

$$C_b = C_b \sqrt{1 + \frac{\alpha P_u}{P_{ey}}}$$ = 1,298

$$M_{nx2} = C_b \left[M_{px} - \left(M_{px} - 0{,}7 F_y S_x \right) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right]$$ = 176,516 kN m Persamaan F2-2

Jadi $M_{nx} = min\left(M_{nx1}, M_{nx2}\right)$ = 176,516 kN m

Tekuk Lokal

Sayap

$b = \frac{b_f}{2}$ $t = t_f$ $\frac{b}{t}$ = 7,955 $\lambda_p = 0{,}38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ = 10,748

Jadi sayap kompak

Badan

$\frac{h}{t_w}$ = 42,857 $\lambda_p = 3{,}76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ = 106,349

Jadi badan juga kompak

Berarti tekuk lokal tidak menjadi masalah di profil ini

Kekuatan lentur nominal terhadap sumbu *y-y*

Karena sayap kompak, maka kondisi batas kelelehan yang menentukan

$M_{ny} = min\left(F_y Z_y, 1.6 F_y S_y\right)$ = 43,114 kN m SNI 1729 Persamaan F6-1

Kekuatan yang tersedia:

Dari SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Pasal D2 dan F1:

DFBK

ϕ_b = 0,9 ϕ_t = 0,9

$P_c = \phi_t P_n$ $M_{cx} = \phi_b M_{nx}$ $M_{cy} = \phi_b M_{ny}$

$\frac{P_u}{P_c}$ = 0,07 < dari 0,2, maka digunakan SNI 1729 Persamaan H1-1b

$$rasio = \frac{P_u}{2P_c} + \left(\frac{M_{ux}}{M_{cx}} + \frac{M_{uy}}{M_{cy}} \right) = 0{,}978 \quad < \; 1 \text{ (memenuhi)}$$

DKI

$\Omega_t = 1{,}67$ $\quad\quad$ $\Omega_b = 1{,}67$

$$P_c = \frac{P_n}{\Omega_t} \qquad M_{cx} = \frac{M_{nx}}{\Omega_b} \qquad M_{cy} = \frac{M_{ny}}{\Omega_b}$$

$\frac{P_a}{P_c} = 0{,}074$ $\quad < \quad 0{,}2,$ harus menggunaan SNI 1729 Persamaan H1-1b

$$rasio = \frac{P_a}{2P_c} + \left(\frac{M_{ax}}{M_{cx}} + \frac{M_{ay}}{M_{cy}} \right) = 1{,}051 > 1 \text{ (tidak memenuhi)}$$

CONTOH H.2.

Periksa kekuatan suatu balok-kolom profil WF 350x175x7x11 yang menerima beban aksial P_D = 23 kN dan P_L= 70 kN. Panjang tak terbreis adalah 4 m dan kedua ujung adalah sendi. Batang ini juga memiliki momen akibat beban terdistribusi merata, belum memperhitungkan efek P-δ:

M_{xD} = 10 kN m $\quad$ M_{xL} = 7,5 kN m $\quad$ L_b = 4 m $\quad$ L_x = 4 m $\quad$ $L_y = L_x$

M_{yD} = 7,5 kN m $\quad$ M_{yL} = 8 kN m $\quad$ $L_z = L_b$

Sistim balok-kolom ini tidak bisa bergoyang

Data penampang WF 350 x 175 x 7 x 11

E = 200 000 MPa $\quad$ $G = \dfrac{E}{2{,}6}$ = 7,692 x 10^4 MPa $\quad$ F_y = 250 MPa

I_x = 1,36 x 10^8 mm^4 $\quad$ I_y = 9,84 x 10^6 mm^4 $\quad$ A_g = 6,314 x 10^3 mm^2

d = 350 mm $\quad$ t_w = 7 mm $\quad$ b_f = 175 mm $\quad$ t_f = 11 mm $\quad$ r = 14 mm

Besaran penampang yang perlu dihitung: $\quad$ $h_o = d - t_f$ = 339 mm

$$C_W = \frac{I_y h_o^2}{4} = 2{,}827 \text{ x } 10^{11} \text{ mm}^6 \qquad h = d - 2\,t_f - 2\,r = 300 \text{ mm}$$

$$S_x = \frac{I_x}{0{,}5d} = 7{,}771 \text{ x } 10^5 \text{ mm}^3$$

$$S_y = \frac{I_y}{0{,}5b_f} = 1{,}125 \text{ x } 10^5 \text{ mm}^3$$

$$Z_x = b_f t_f \left(d - t_f\right) + \frac{1}{4} t_w \left(d - 2t_f\right)^2 = 8{,}408 \text{ x } 10^5 \text{ mm}^3$$

$$Z_y = \frac{2}{4} t_f b_f^2 + \frac{1}{4}\left(d - 2t_f\right) t_w^2 = 1{,}725 \text{ x } 10^5 \text{ mm}^3$$

$$J = \frac{\left[2 b_f t_f^3 + \left(d - t_f\right) t_w^3\right]}{3} = 1{,}94 \text{ x } 10^5 \text{ mm}^4$$

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A_g}} = 146{,}763 \text{ mm} \qquad r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A_g}} = 39{,}477 \text{ mm}$$

$$r_{ts} = \sqrt{\frac{\sqrt{I_y C_W}}{S_x}} \qquad L_p = 1{,}76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1{,}965 \text{ m}$$

$$L_r = 1,95\, r_{ts} \frac{E}{0,7\, F_y} \sqrt{\frac{J}{S_x\, h_o}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6,76 \left(\frac{0,78\, F_y}{E} \frac{S_x\, h_o}{J} \right)^2}} = 5,999 \text{ m}$$

Momen plastis

$M_{px} = Z_x\, F_y$ M_{px} = 210,212 kN m

$M_{py} = Z_y\, F_y$ M_{py} = 43,114 kN m

Solusi:

P_D = 23 kN P_L = 70 kN $P_r = 1,2\, P_D + 1,6\, P_L$ = 139,6 kN

Kekuatan lentur perlu (termasuk amplifikasi orde kedua)

Gunakan metode pendekatan prosedur analisis orde kedua dari SNI 1729 Apendik 8. Karena batang tidak bergoyang, amplifikasi yang diperlukan hanya *P-δ*

C_m = 1 K_1 = 1,0

Amplifikasi lentur terhadap sumbu *x-x*

$$P_{e1x} = \frac{\pi^2 E I_x}{(K_1 L_x)^2} = 16778,3275 \text{ kN} \qquad \alpha = 1,0 \qquad \text{karena DFBK}$$

$$B_{1x} = max \left(\frac{C_m}{1 - \frac{\alpha P_r}{P_{e1x}}}, 1.0 \right) = 1,008$$

Momen orde kedua

$$M_{rx} = B_{1x} \left(1,2 M_{xD} + 1,6 M_{xL} \right) = 24,201 \text{ kN m}$$

Amplifikasi lentur terhadap sumbu *y-y*

$$P_{e1y} = \frac{\pi^2 E I_y}{(K_1 L_y)^2} = 1213,9613\ kN \qquad \alpha = 1,0 \qquad \text{karena DFBK}$$

$$B_{1y} = max \left(\frac{C_m}{1 - \frac{\alpha P_r}{P_{e1y}}}, 1.0 \right) = 1,13$$

Momen orde kedua

$$M_{ry} = B_{1y}\left(1{,}2M_{xD} + 1{,}6M_{xL}\right)$$ = 27,119 kN m

Kekuatan Lentur nominal terhadap sumbu *x-x*

Kelelehan

M_{nx1} = M_{px} = 210,212 kN m Persamaan F2-1 SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural*

Tekuk Torsional-Lateral

Karena $L_p < L_b < L_r$, maka berlaku SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Persamaan F2-2

C_b = 1,14 pembebanan merata

$$M_{nx2} = C_b\left[M_{px} - \left(M_{px} - 0{,}7F_yS_x\right)\left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}\right)\right]$$ = 196,966 kN m Persamaan F2-2 SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural*

Jadi $M_{nx} = min\left(M_{nx1}, M_{nx2}\right)$ = 196,966 kN m

Tekuk Lokal

Sayap

$b = \frac{b_f}{2}$ $t = t_f$ $\frac{b}{t}$ = 7,955 $\lambda_p = 0{,}38\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ = 10,748

jadi sayap kompak

badan

$\frac{h}{t_w}$ = 42,857 $\lambda_p = 3{,}76\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ = 106,349

Jadi badan juga kompak

Berarti tekuk lokal tidak menjadi masalah di profil ini

Kekuatan lentur nominal terhadap sumbu *y-y*

Karena sayap kompak, maka kondisi batas kelelehan yang menentukan

$M_{ny} = min\left(F_yZ_y, 1.6F_yS_y\right)$ = 43,114 kN m

Kekuatan Tekan Nominal

Tegangan tekuk lentur

Tekuk lokal

Sayap

$\frac{b}{t}$ = 7,955 $\lambda_r = 0,56\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ = 15,839 Q_s = 1,0

Badan

$\frac{h}{t_w}$ = 42,857 $\lambda_r = 1,49\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ = 42,144

Perlu menghitung Q_a

$\frac{K_1\, L_y}{r_y}$ = 101,325 $\frac{K_1\, L_x}{r_x}$ = 27,255

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{K_1 L_y}{r_y}\right)^2} = 192{,}265 \text{ MPa}$$

Anggap

iterasi ke-1

$Q_a = 1$ $Q_1 = Q_s\, Q_a$ $0{,}44\, Q_1\, F_y = 110$ MPa $< F_e$

$$f = \left(0{,}658^{\frac{Q_1 F_y}{F_e}}\right) F_y\, Q_1 = 145{,}071 \text{ MPa}$$

$$b_e = min\left[h, \left[1{,}92\, t_w\sqrt{\frac{E}{F_y}}\left[1 - \frac{0{,}34}{\left(\frac{h}{t_w}\right)}\sqrt{\frac{E}{f}}\right]\right]\right] = 268{,}165 \text{ mm}$$

$A_e = A_g - (h - b_e)\, t_w = 6{,}091 \times 10^3\ \text{mm}^2$

$$Q_{a1} = \frac{A_e}{A_g} = 0{,}965$$

iterasi ke-2

$Q_2 = Q_s\, Q_{a1} = 0{,}965$ $\qquad$ $0{,}44\; Q_2\, F_y = 106{,}118$ MPa $\quad < F_e$

$$f = \left(0{,}658^{\frac{Q_2 F_y}{F_e}}\right) F_y\, Q_2 = 142{,}665 \text{ MPa}$$

$$b_e = min\left[h, \left[1{,}92\, t_w \sqrt{\frac{E}{F_y}}\left[1 - \frac{0{,}34}{\left(\frac{h}{t_w}\right)}\sqrt{\frac{E}{f}}\right]\right]\right] = 267{,}225 \text{ mm}$$

$A_e = A_g - (h - b_e)\; t_w = 6{,}085 \times 10^3\ mm^2$

$$Q_{a2} = \frac{A_e}{A_g} = 0{,}964$$

iterasi ke-3

$Q_3 = Q_s\, Q_{a2} = 0{,}964$ $\qquad$ $0{,}44\; Q_3\, F_y = 106{,}003$ MPa $\quad < F_e$

$$f = \left(0{,}658^{\frac{Q_3 F_y}{F_e}}\right) F_y Q_3 = 142{,}592 \text{ MPa}$$

$$b_e = min\left[h, \left[1{,}92\, t_w \sqrt{\frac{E}{F_y}}\left[1 - \frac{0{,}34}{\left(\frac{h}{t_w}\right)}\sqrt{\frac{E}{f}}\right]\right]\right] = 267{,}196 \text{ mm}$$

$A_e = A_g - (h - b_e)\; t_w = 6{,}084 \times 10^3\ mm^2$

$$Q_{a3} = \frac{A_e}{A_g} = 0{,}964 \qquad \text{sudah konvergen}$$

Jadi $\qquad Q = Q_s\, Q_{a3} = 0{,}964$

$$F_{cr1} = \left(0{,}658^{\frac{Q F_y}{F_e}}\right) F_y Q = 142{,}59 \text{ MPa}$$

Tegangan Tekuk Torsi

$$F_{e2} = \left(\frac{\pi^2\, E\, C_w}{k\, L_z^2} + G\, J\right)\frac{1}{I_x + I_y}$$

$$F_{cr2} = \left(0{,}658^{\frac{Q F_y}{F_{e2}}} \right) F_y Q = 179{,}316 \text{ MPa}$$

$F_{cr} = min(F_{cr1},F_{cr2})$ = 142,59 MPa

ϕ_c = 0,9 $P_n = F_{cr}\, A_g$ = 900,311 kN

Kontrol dengan SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Persamaan H1-1a dan H1-1b: ϕ_b = 0,9

DFBK

Kapasitas

$P_c = \phi_c\, P_n$ $M_{cx} = \phi_b\, M_{nx}$ $M_{cy} = \phi_b\, M_{ny}$

$\frac{P_r}{P_c}$ = 0,172 < dari 0,2, maka digunakan SNI 1729 Persamaan H1-1b

$$rasio = \frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) = 0{,}922$$

DKI

$P_r = P_D + P_L$ = 93 kN Ω_c = 1,5 Ω_b = 1,67

$M_{ax} = M_{xD} + M_{xL}$ = 17,5 kN m

$M_{ay} = M_{yD} + M_{yL}$ = 15,5 kN m

α = 1,6

$$B_{1x} = max\left(\frac{C_m}{1 - \frac{\alpha P_r}{P_{e1x}}}, 1.0 \right) = 1{,}009 \qquad B_{1y} = min\left(\frac{C_m}{1 - \frac{\alpha P_r}{P_{e1y}}}, 1.0 \right) = 1$$

Momen orde kedua

$M_{rx} = B_{1x}\, M_{ax}$ = 17,657 kN m $M_{ry} = B_{1y}\, M_{ay}$ = 15,5 kN m

Kapasitas

$$P_c = \frac{P_n}{\Omega_c} \qquad M_{cx} = \frac{M_{nx}}{\Omega_b} \qquad M_{cy} = \frac{M_{ny}}{\Omega_b}$$

$\frac{P_r}{P_c}$ = 0,155 < 0,2, harus menggunaan SNI 1729 Persamaan H1-1b

$$rasio = \frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) = 0,828$$

CONTOH H.3 a. KEKUATAN TORSIONAL PENAMPANG PSB

Hitunglah kekuatan torsional yang tersedia dari penampang PSB 200 x 200 x 12

Solusi

E = 200 000 MPa F_y = 250 MPa F_u = 410 MPa

h = 200 mm b = 200 mm t = 12 mm

C = 2 (b - t) (h - t) t – 4,5 (4 - π) t^3 = 8,416 x 10^5 mm^3

Menghitung Tegangan Kritis, F_{cr}

$$\frac{h}{t} = 16,667 < 2,45\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 69,296$$

maka digunakan SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Persamaan H3-3

$F_{cr} = 0,6F_y$ = 150 MPa SNI 1729 Persamaan H3-3

Kekuatan Torsional Nominal

$T_n = F_{cr}\,C$ = 126,237 kN m SNI 1729 Persamaan H3-1

Dari SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Pasal H3.1, kekuatan torsional yang tersedia:

DFBK	DKI
ϕ_t = 0,9	Ω_t = 1,67
$\phi_t\,T_n$ = 113,613 kN m	$\frac{T_n}{\Omega_t}$ = 75,591 kN m

Catatan Untuk memperoleh petunjuk lebih lengkap tentang desain terhadap torsi, lihat AISC Design Guide 9, *Torsional Analysis of Structural Steel Members* (Seaburg and Carter, 1997)

CONTOH H.3 b. KEKUATAN TORSIONAL PENAMPANG PIPA

Hitunglah kekuatan torsional yang tersedia dari penampang PIPA D10 ASTM A500 Grade B dengan panjang 6 m

Solusi

E = 200 000 MPa F_y = 290 MPa F_u = 400 MPa

D = 267,4 mm t = 9,3 mm L = 6 m

$$C = \frac{\pi (D - t)^2 t}{2} = 9{,}731 \times 10^5 \text{ mm}^3$$

Menghitung Tegangan Kritis, F_{cr}

Maka digunakan SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Persamaan H3-2a dan H3-2b

diambil terbesar antara

$$F_{cr} = \frac{0{,}6E}{\left(\frac{D}{t}\right)^{\frac{3}{2}}} = 778{,}33 \text{ MPa}$$

dan

$$F_{cr} = \frac{1{,}23E}{\sqrt{\frac{L}{D}}\left(\frac{D}{t}\right)^{\frac{5}{4}}} = 779{,}996 \text{ MPa}$$

Tetapi tidak boleh lebih besar dari

$F_{cr} = 0{,}6\ F_y$ = 174 MPa

Kekuatan Torsional Nominal

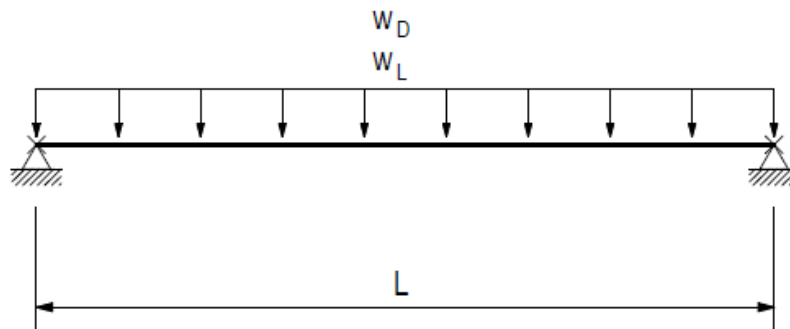
$T_n = F_{cr}\ C$ = 169,328 kN m SNI 1729 Persamaan H3-1

Dari SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Pasal H3.1, kekuatan torsional yang tersedia adalah

DFBK	DKI
ϕ_t = 0,9	Ω_t = 1,67
$\phi_t\ T_n$ = 152,395 kN m	$\frac{T_n}{\Omega_t}$ = 101,394 kN m

Catatan Untuk memperoleh petunjuk lebih lengkap tentang desain terhadap torsi, lihat AISC Design Guide 9, *Torsional Analysis of Structural Steel Members* (Seaburg and Carter, 1997)

CONTOH H.3 c. KOMBINASI KEKUATAN LENTUR DAN TORSIONAL PENAMPANG PSB

Periksa kekuatan penampang PSB ASTM A500 Grade B yang dibebani seperti tergambar. Balok diatas dua tumpuan sederhana dan kedua ujungnya bersifat jepit terhadap torsi. Lentur terhadap sumbu kuatnya.

$W_D = 40\ \dfrac{kN}{m}$ $W_L = 50\ \dfrac{kN}{m}$ kerja kedua beban ofset 150 mm terhadap sumbu balok

L = 2,5 m e = 250 mm eksentrisitas beban terhadap sumbu memanjang balok

Solusi

E = 200 000 MPa F_y = 290 MPa F_u = 400 MPa

PSB 250x250x9

h = 250 mm b = 250 mm t = 9 mm $Z_x = 7{,}845 \times 10^5\ mm^3$

DFBK

$w_u = 1{,}2 \times w_D + 1{,}6 \times w_L$

$w_u = 128\ \dfrac{kN}{m}$

DKI

$w_a = w_D + w_L$

$w_a = 90\ \dfrac{kN}{m}$

Menghitung gaya geser maksimum di tumpuan

$$V_r = \frac{w_u\, L}{2}$$

V_r = 160 kN

$$V_{ra} = \frac{w_a\, L}{2}$$

V_{ra} = 112,5 kN

Menghitung torsi maksimum di tumpuan

$$T_r = \frac{w_u\, L\, e}{2}$$

T_r = 40 kN m

$$T_{ra} = \frac{w_a\, L\, e}{2}$$

T_{ra} = 28,125 kN m

Kekuatan geser yang tersedia

Menghitung kekuatan geser yang tersedia berdasarkan SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Pasal G5

$h = h - 3\,t = 223$ mm

$A_w = 2\,h\,t = 4{,}014 \times 10^3$ mm^2

$k_v = 5$

Koefisien geser badan profil dihitung dari SNI 1729 Pasal G2.1(b)

$\frac{h}{t} = 24{,}778 \quad < \quad 1{,}18\sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} = 69{,}292 \quad$ maka $\quad C_v = 1 \quad$ (Persamaan G2-3 SNI 1729)

Kekuatan geser nominal SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Pasal G2.1:

$V_n = 0{,}6\ F_y\,A_w\,C_v = 698{,}436$ kN (Persamaan G2-1 SNI 1729)

Dari SNI 1729 Pasal G1, kekuatan geser yang tersedia adalah

DFBK	DKI
$\phi_v = 0{,}9$	$\Omega_t = 1{,}67$
$V_c = \phi_v\,V_n = 628{,}592$ kN	$V_{ca} = \frac{V_n}{\Omega_v} = 418{,}225$ kN

Kekuatan Lentur yang tersedia

Kekuatan lentur yang tersedia dihitung dari SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Pasal F7 untuk PSB.

Untuk kondisi batas dari lentur leleh, kuat lentur nominal:

$M_n = F_y\ Z_x = 227{,}505$ kN m

Hitung apakah kondisi batas tekuk lokal sayap terjadi,

$\lambda_f = \frac{b}{t} = 27{,}778$

Hitung batas kelangsingan kompak sayap dari SNI 1729 Tabel B4.1b Kasus 17

$\lambda_p = 1{,}12\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 29{,}413$

$\lambda_f < \lambda_p$; sayap kompak dan tekuk lokal sayap tidak terjadi

Hitung apakah tekuk lokal badan terjadi

$\lambda_w = \dfrac{h}{t}$ = 24,778

Hitung batas kelangsingan kompak badan dari SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Tabel B4.1b Kasus 19

$\lambda_p = 2,42\sqrt{\dfrac{E}{F_y}}$ = 63,552

$\lambda_w < \lambda_p$; badan kompak dan tekuk lokal badan tidak terjadi

Karena itu, M_n , ditentukan oleh kondisi batas kelelehan lentur

M_n = 227,505 kN m

Dari SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Pasal F1, Kekuatan Lentur yang tersedia

DFBK	DKI
ϕ_b = 0,9	Ω_b = 1,67
$M_c = \phi_b M_n$	$M_{ca} = \dfrac{M_n}{\Omega_b}$
M_c = 204,755 kN m	M_{ca} = 136,231 kN m

Kekuatan Torsi yang tersedia

$C = 2\,(b - t)\,(h - t)\,t - 4,5\,(4 - \pi)\,t^3 = 9,255 \times 10^5\ \text{mm}^3$

Menghitung Tegangan Kritis, F_{cr}

$\dfrac{h}{t}$ = 24,778 < $2,45\sqrt{\dfrac{E}{F_y}}$ = 64,34

maka digunakan SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Persamaan H3-3

$F_{cr} = 0,6\ F_y$ = 174 MPa SNI 1729 Persamaan H3-3

Kekuatan Torsional Nominal adalah

$T_n = F_{cr}\ C$ = 161,04 kN m SNI 1729 Persamaan H3-1

Dari SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Pasal H3.1, kekuatan torsional yang tersedia:

DFBK

$\phi_T = 0,9$

$T_c = \phi_T T_n$

$T_c = 144,936$ kN m

DKI

$\Omega_T = 1,67$

$T_{ca} = \dfrac{T_n}{\Omega_T}$

$T_{ca} = 96,431$ kN m

Dengan menggunakan SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Pasal H3.2, Kontrol Kekuatan kombinasi pada beberapa lokasi dimana $T_u > 0,2\ T_c$

Kontrol di tumpuan, lokasi geser dan torsi maksimum

DFBK

$\dfrac{T_r}{T_c} = 0,276 \quad > 0,2$ di tumpuan $M_r = 0$ kN m

Oleh karena itu, gunakan SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Persamaan H3-6

$$rasio = \left(\frac{P_r}{P_c} + \frac{M_r}{M_c}\right) + \left(\frac{V_r}{V_c} + \frac{T_r}{T_c}\right)^2$$

$$rasio = (0 + 0) + \left(\frac{V_r}{V_c} + \frac{T_r}{T_c}\right)^2 = 0,281 \quad < 1,0$$

DKI

$\dfrac{T_{ra}}{T_{ca}} = 0,292 \quad > \quad 0,2$ di tumpuan $M_r = 0$ kN m

Oleh karena itu, gunakan SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Persamaan H3-6

$$rasio = \left(\frac{P_{ra}}{P_{ca}} + \frac{M_{ra}}{M_{ca}}\right) + \left(\frac{V_{ra}}{V_{ca}} + \frac{T_{ra}}{T_{ca}}\right)^2$$

$$rasio = (0 + 0) + \left(\frac{V_{ra}}{V_{ca}} + \frac{T_{ra}}{T_{ca}}\right)^2 = 0,314 \quad < 1,0$$

Kontrol di lokasi dimana $T_r = 0,2\ T_c$. Ini adalah lokasi dengan momen lentur terbesar yang harus dipertimbangkan dalam masalah interaksi.

Hitung gaya geser dan momen pada lokasi ini, *x*

DFBK

$$x = \frac{T_r - 0{,}2\,T_c}{w_u\ e} = 0{,}344 \text{ m}$$

$T_r = 0{,}2\ T_c$

$V_r = V_r - x\ w_u = 115{,}949$ kN

$$M_r = \frac{-W_u\ x^2}{2} + V_r\ x = 32{,}324 \text{ kN m}$$

$$rasio = \left(0 + \frac{M_r}{M_c}\right) + \left(\frac{V_r}{V_c} + \frac{T_r}{T_c}\right)^2 = 0{,}306 \quad < 1{,}0 \quad \text{(o.k.)}$$

DKI

$$x = \frac{T_{ra} - 0{,}2\,T_{ca}}{w_a\ e} = 0{,}393 \text{ m}$$

$T_{ra} = 0{,}2\ T_{ca}$

$V_{ra} = V_{ra} - x\ w_a = 77{,}145$ kN

$$M_{ra} = \frac{-W_a\ x^2}{2} + V_{ra}\ x = 23{,}361 \text{ kN m}$$

$$rasio = \left(0 + \frac{M_{ra}}{M_{ca}}\right) + \left(\frac{V_{ra}}{V_{ca}} + \frac{T_{ra}}{T_{ca}}\right)^2 = 0{,}319 \quad < 1{,}0 \text{ (o.k.)}$$

Catatan Di lokasi lain di balok, dimana $T_r < T_c$, juga harus di cek untuk menentukan apakah kekuatan tanpa torsi lebih menentukan dibandingkan dengan interaksi puntir.

I1. KETENTUAN UMUM

Desain, pendetailan, dan properti material yang terkait dengan beton dan tulangan baja bagian-bagian dari komponen struktur komposit diatur oleh ACI 318 seperti dimodifikasi dengan ketentuan khusus komposit oleh SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural*.

Kekuatan yang tersedia dari penampang komposit dapat dihitung dengan salah satu dari dua metode; metode distribusi tegangan plastis, atau metode regangan-kompatibilitas.

Penampang komposit terisi beton diklasifikasikan untuk tekuk lokal yang sesuai dengan kelangsingan elemen baja yang mengalami tekan seperti digambarkan dalam Tabel I1.1 SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* dan Contoh I.2, I.4 dan I.5. Efek tekuk lokal tidak perlu dipertimbangkan untuk komponen struktur komposit terbungkus beton.

Terminologi yang digunakan dalam Contoh-contoh untuk geometri penampang komposit terisi beton diilustrasikan dalam Gambar I-2.

I2. GAYA AKSIAL

Kekuatan tekan yang tersedia dari komponen struktur komposit didasarkan pada penjumlahan kekuatan-kekuatan dari semua komponen kolom dengan reduksi yang diterapkan untuk kelangsingan komponen struktur dan efek tekuk lokal di mana berlaku.

Untuk komponen struktur yang mengalami tarik, kekuatan tarik beton diabaikan dan hanya kekuatan komponen struktur baja dan tulangan yang tersambung dengan benar yang diperbolehkan untuk digunakan dalam perhitungan kekuatan tarik yang tersedia.

Desain dari komponen struktur tekan komposit terisi beton dan komponen struktur tarik disajikan dalam Contoh I.2 dan I.3.

Desain dari komponen struktur tekan komposit terbungkus beton dan komponen struktur tarik disajikan dalam Contoh I.6 dan I.7.

Perhatikan bahwa SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* menyatakan bahwa kekuatan tekan yang tersedia tidak perlu kurang dari yang ditetapkan untuk komponen struktur baja tanpa beton.

I3. LENTUR

Desain balok komposit tipikal dengan angkur baja digambarkan dalam Contoh I.1. Tabel 3-20 menyediakan momen inersia batas terendah (lower-bound) untuk penampang komposit plastis, dan Tabel 3-21 memberikan kekuatan geser angkur stud baja yang digunakan untuk aksi komposit pada balok komposit.

Desain komponen struktur komposit terisi beton untuk lentur digambarkan dalam **Contoh I.9 dan I.5**, dan desain komponen struktur komposit terbungkus beton untuk lentur digambarkan dalam **Contoh I.8**.

I4. GESER

Untuk balok komposit dengan dek baja terbentuk, kekuatan geser yang tersedia didasarkan pada properti penampang baja saja sesuai dengan Bab G SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* seperti yang digambarkan dalam **Contoh I.1**.

Untuk komponen struktur komposit terisi beton dan terbungkus beton, baik kekuatan geser dari penampang baja saja, penampang baja ditambah baja tulangan, atau beton bertulang saja diizinkan untuk digunakan dalam perhitungan kekuatan geser yang tersedia. Perhitungan kekuatan geser untuk komponen struktur komposit terisi beton digambarkan dalam **Contoh I.4 dan I.5** dan untuk komponen struktur komposit terbungkus beton dalam **Contoh I.8**.

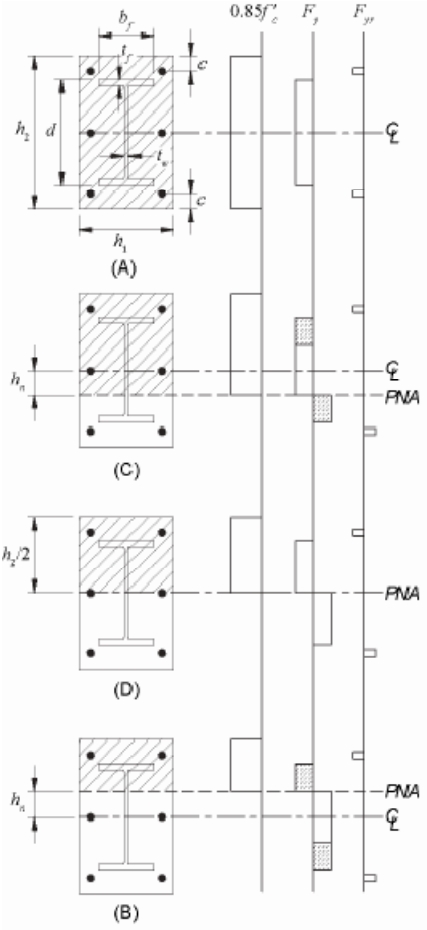
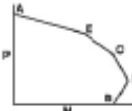
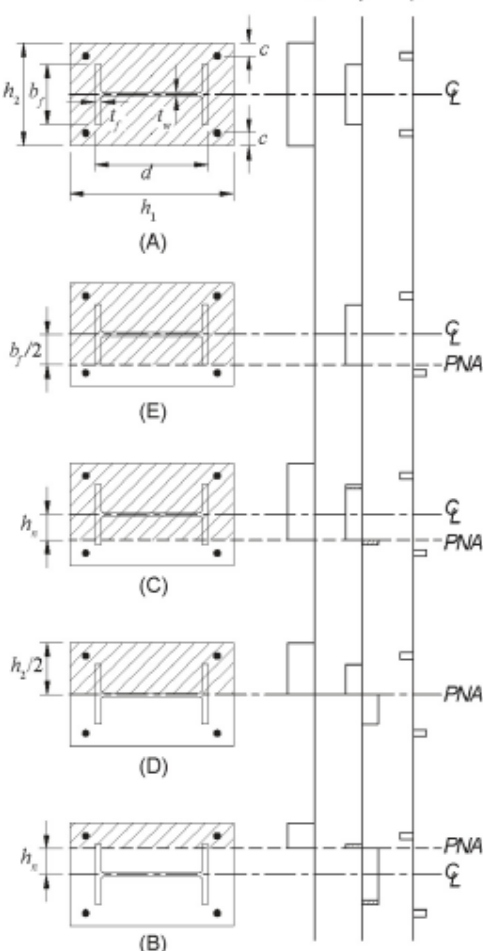
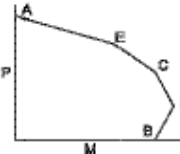
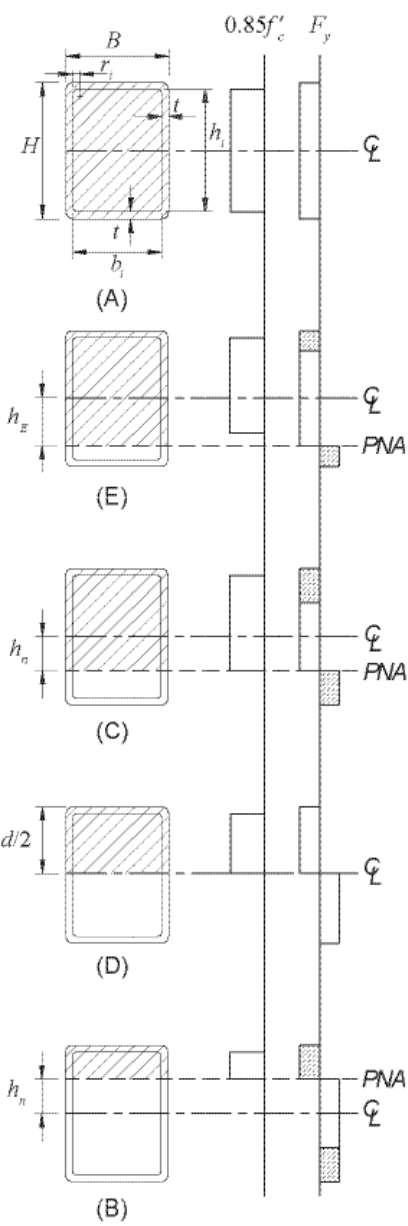
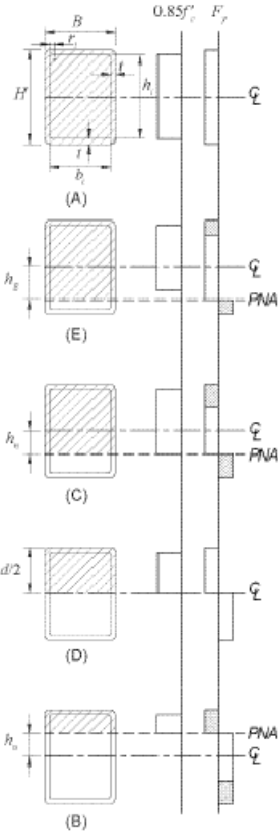
I5. KOMBINASI LENTUR DAN GAYA AKSIAL

Desain untuk kombinasi gaya aksial dan lentur dapat dicapai dengan menggunakan metode kompatibilitas regangan atau metode distribusi plastis. Prosedur yang berbeda untuk menggunakan metode distribusi plastis diuraikan dalam *Penjelasan*, dan masing-masing prosedur ditunjukkan untuk komponen struktur terisi beton dalam **Contoh I.2** dan untuk komponen struktur terbungkus beton dalam **Contoh I.8**. Perhitungan interaksi untuk komponen struktur terisi beton non-kompak dan langsing diilustrasikan dalam **Contoh I.5**.

Untuk membantu dalam mengembangkan kurva interaksi yang diilustrasikan dalam contoh desain, rangkaian persamaan-persamaan disediakan dalam Gambar I-1. Persamaan-persamaan ini mendefinisikan poin-poin terpilih pada kurva interaksi, tanpa mempertimbangkan efek-efek kelangsingan. Gambar I-1a sampai I-1d menjelaskan kasus-kasus tertentu, dan penerapan persamaan-persaman untuk penampang yang berbeda harus dipertimbangkan dengan hati-hati. Sebagai sebuah contoh, persamaan-persamaan dalam Gambar I-1a yang sesuai untuk kasus batang tulangan sisi yang terletak di tengah, tetapi tidak untuk lokasi batang tulangan sisi lainnya. Sebaliknya, persamaan yang sesuai untuk jumlah tulangan sembarang di lokasi batang tulangan ekstrim. Pada Gambar I-1b, persamaan hanya cocok untuk kasus 4 batang tulangan di sudut-sudut penampang yang terbungkus beton.

Bila kasus-kasus desain menyimpang dari yang disajikan persamaan interaksi yang tepat dapat diturunkan dari prinsip-prinsip pertama. Ketika kasus desain menyimpang dari yang disajikan persamaan interaksi yang tepat dapat diturunkan dari prinsip-prinsip pertama. Ketika kasus desain menyimpang dari yang disajikan persamaan interaksi yang tepat dapat diturunkan dari prinsip-prinsip pertama. Ketika kasus desain menyimpang dari yang disajikan persamaan interaksi yang tepat dapat diturunkan dari prinsip-prinsip pertama. Ketika kasus desain menyimpang dari yang disajikan persamaan interaksi yang tepat dapat diturunkan dari prinsip-prinsip pertama.

I6. TRANSFER BEBAN

Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural menyediakan beberapa persyaratan untuk memastikan bahwa bagian-bagian beton dan baja dari penampang bekerja bersama-sama. Persyaratan ini membahas alokasi gaya - berapa banyak beban yang diterapkan yang ditahan oleh baja versus beton bertulang, dan mekanisme transfer gaya - bagaimana gaya ditransfer antara dua material.

I7. DIAFRAGMA KOMPOSIT DAN BALOK KOLEKTOR

Penjelasan ini memberikan panduan tentang metodologi desain untuk kedua diafragma komposit dan balok kolektor komposit.

I8. ANGKUR BAJA

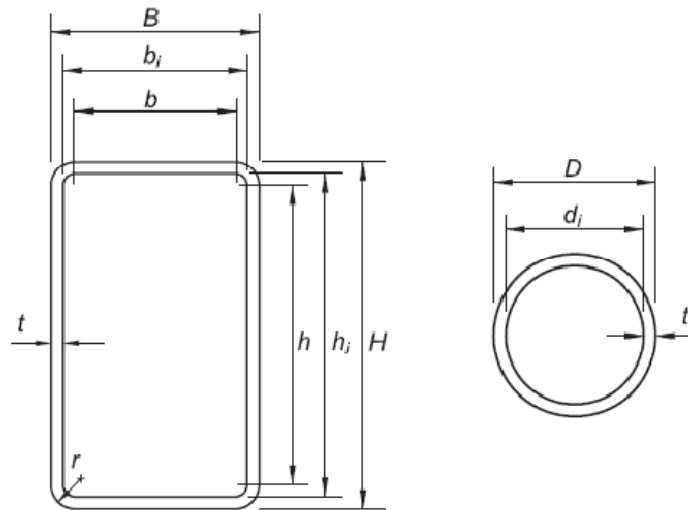
Pasal I8 SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* membahas kekuatan angkur baja pada balok komposit dan pada komponen komposit. Contoh I.1 menggambarkan desain balok komposit dengan angkur stud berkepala baja.

Penerapan angkur baja dalam ketentuan komponen komposit memiliki batasan yang ketat seperti yang dirangkum dalam Catatan diberikan pada awal Pasal I8.3 SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural*. Ketentuan ini tidak berlaku untuk desain balok komposit tipikal, juga tidak berlaku untuk konstruksi hibrida di mana baja dan beton tidak menahan beban bersama-sama melalui aksi komposit seperti di pelat yang tertanam. Penerapan ketentuan-ketentuan ini untuk angkur terisolasi dalam suatu sistem komposit yang berlaku yang digambarkan dalam Contoh I.9.

KAPASITAS PLASTIS UNTUK PERSEGI PANJANG, PROFIL W TERBUNGKUS BETON MELENTUR DI SUMBU *X-X*			
Penampang	**Distribusi tegangan**	**Titik**	**Definisi Persamaan**
		A	$P_A = A_sF_y + A_{sr}F_{yr} + 0,85f_c'A_c$ $M_A = 0$ A_s = luas profil baja A_{sr} = luas seluruh batang tulangan menerus $A_c = h_1h_2 - A_s - A_{sr}$
		C	$P_C = 0,85f_c'A_c$ $M_C = M_B$
		D	$P_D = \frac{0,85f_c'A_c}{2}$ $M_D = Z_sF_y + Z_rF_{yr} + \frac{Z_c}{2}\left(0,85f_c'\right)$ Z_s = modulus penampang plastis sumbu x penuh dari profil baja A_{srs} = luas batang tulangan menerus pada centerline $Z_r = \left(A_{sr} - A_{srs}\right)\left(\frac{h_2}{2} - c\right)$ $Z_C = \frac{h_1h_2^2}{4} - Z_s - Z_r$
		B	$P_B = 0$ $M_B = M_D - Z_{sn}F_y - \frac{1}{2}Z_{cn}\left(0,85f_c'\right)$ $Z_{cn} = h_1h_n^2 - Z_{sn}$ Untuk h_n di bawah sayap $\left(h_n \le \frac{d}{2} - t_f\right)$ $h_n = \frac{0,85f_c'\left(A_c + A_{srs}\right) - 2F_{yr}A_{srs}}{2\left[0,85f_c'\left(h_1 - t_w\right) + 2F_yt_w\right]}$ $Z_{cn} = t_wh_n^2$ Untuk h_n di sayap $\left(\frac{d}{2} - t_f < h_n \le \frac{d}{2}\right)$ $h_n = \frac{0,85f_c'\left(A_c + A_s - db_f + A_{srs}\right) - 2F_y\left(A_s db_f\right) - 2F_{yr}A_{srs}}{2\left[0,85f_c'\left(h_1 - b_f\right) + 2F_yb_f\right]}$ $Z_{sn} = z_s - b_f\left(\frac{d}{2} - h_n\right)\left(\frac{d}{2} + h_n\right)$ Untuk h_n di bawah sayap $\left(h_n > \frac{d}{2}\right)$ $h_n = \frac{0,85f_c'\left(A_c + A_s + A_{srs}\right) - 2F_yA_s - 2F_{yr}A_{srs}}{2\left[0,85f_c'h_1\right]}$ $Z_{sn} = Z_{sr}$ = modulus penampang plastis sumbu x penuh dari profil baja

KAPASITAS PLASTIS UNTUK PERSEGI PANJANG, PROFIL W TERBUNGKUS BETON MELENTUR DI SUMBU *y-y*			
Penampang	**Distribusi Tegangan**	**Titik**	**Definisi Persamaan**
(A)	$0.85f'_c$ F_y F_{yr}	**A**	$P_A = A_sF_y + A_{sr}F_{yr} + 0,85f'_cA_c$ $M_A = 0$ A_s = luas profil baja A_{sr} = luas batang tulangan menerus $A_c = h_1h_2 - A_s - A_{sr}$
(E)		**E**	$P_E = A_sF_y + \left(0,85f'_c\right)\left[A_c - \frac{h_1}{2}\left(h_2 - b_f\right) + \frac{A_{sr}}{2}\right]$ $M_E = M_D - Z_{sE}F_y - 1/2\ Z_{cE}\left(0,85f'_c\right)$ $Z_{sE} = Z_{sy}$ = modulus penampang plastis sumbu *y* penuh dari profil baja $Z_{cE} = \frac{h_1b_f^2}{4} - Z_{sE}$
(C)		**C**	$P_C = 0,85f'_cA_c$ $M_C = M_B$
(D)		**D**	$P_D = \frac{0,85f'_cA_c}{2}$ $M_D = Z_sF_y + Z_rF_{sy} + \frac{Z_c}{2}\left(0,85f'_c\right)$ Z_s = modulus penampang plastis sumbu *y* full dari profil baja $Z_r = A_{sr}\left(\frac{h_2}{2} - c\right)$ $Z_C = \frac{h_1h_2^2}{4} - Z_s - Z_r$
(B)		**B**	$P_B = 0$ $M_B = M_D - Z_{sn}F_y - \frac{1}{2}Z_{cn}\left(0,85f'_c\right)$ $Z_{cn} = h_1h_n^2 - Z_{sn}$ Untuk h_n di bawah sayap $\left(\frac{t_w}{2} < h_n \le \frac{b_f}{2}\right)$ $h_n = \frac{0,85f'_c\left(A_c + A_s - 2t_fb_f\right) - 2F_y\left(A_s - 2t_fb_f\right)}{2\left[4t_fF_y + \left(h_1 - 2t_f\right)0,85f'_c\right]}$ $Z_{sn} = z_s - 2t_f\left(\frac{b_f}{2} + h_n\right)\left(\frac{b_f}{2} - h_n\right)$ Untuk h_n di bawah sayap $\left(h_n > \frac{b_f}{2}\right)$ $h_n = \frac{0,85f'_c\left(A_c + A_s\right) - 2F_yA_s}{2\left[0,85f'_ch_1\right]}$ $Z_{sn} = Z_{sy}$ = modulus penampang plastis sumbu *y* full dari profil baja

KAPASITAS PLASTIS UNTUK KOMPOSIT, PSB TERISI BETON MELENTUR DI SUMBU *X-X*		P–M diagram: A, E, C, D, B	
Penampang	**Distribusi Tegangan**	**Titik**	**Definisi Persamaan**
(A)	$0.85f'_c$, F_y	A	$P_A = F_y A_s + 0{,}85\, f'_c\, A_c$ $M_A = 0$ A_s = luas profil baja $A_c = b_i\, h_i - 0{,}85\, r_i^2$ $b_i = B - 2\,t$ $h_i = H - 2\,t$ $r_i = t$
(E)		E	$P_E = 1/2\left(0{,}85\, f'_c\, A_c\right) + 0{,}85\, f'_c\, b_i\, h_E + 4\, F_y\, t\, h_E$ $M_E = M_D - F_y Z_{sE} - 1/2\left(0{,}85 f'_c Z_{cE}\right)$ $Z_{cE} = b_i\, h_E^2$ $Z_{sE} = 2\,t\,h_E^2$ $h_E = \dfrac{h_n}{2} + \dfrac{H}{4}$ h_n = lihat titik B
(C)			$P_C = 0{,}85\, f'_c\, A_c$ $M_C = M_D$
(D)		D	$P_D = \dfrac{0{,}85 f'_c A_c}{2}$ $M_D = F_y Z_s + 1/2\left(0{,}85 f'_c Z_c\right)$ Z_s = modulus penampang plastis sumbu x penuh dari PSB $Z_c = \dfrac{b_i\, h_i^2}{4} - 0{,}192\, r_i^3$
(B)		B	$P_B = 0$ $M_B = M_D - F_y\, Z_{sn} - \dfrac{1}{2}\left(0{,}85\, f'_c\, Z_{cn}\right)$ $Z_{sn} = 2\,t\,h_2^2$ $Z_{cn} = b_i\, h_n^2$ $h_n = \dfrac{0{,}85\, f'_c\, A_c}{2\left[0{,}85\, f'_c\, b_i + 4\,t\,F_y\right]} \le \dfrac{h_i}{2}$

KAPASITAS PLASTIS UNTUK KOMPOSIT, PSB BUNDAR TERISI MELENTUR DI SEMBARANG SUMBU			
Penampang	**Distribusi Tegangan**	**Titik**	**Definisi Persamaan**
		A	$P_A = A_sF_y + 0,95f'_cA_c$ $M_A = 0$ $A_s = \pi\left(dt - t^2\right)$ $A_c = \pi h^2 / 4$
		E	$P_E = P_A - 1/4\left[F_y\left(d^2 - h^2\right) + 1/2\left(0,95f'_c\right)h^2\right]\left(\theta_2 - \sin\theta_2\right)$ $M_E = F_yZ_{sE} + 1/2\left(0,95f'_cZ_{cE}\right)$ $Z_{cE} = \frac{h^3}{6}\sin^3\left(\frac{\theta_2}{2}\right)$ $Z_{sE} = \frac{\left(d^3 - h^3\right)}{6}\sin^3\left(\frac{\theta_2}{2}\right)$ $h_E = h_n / 2 + h / 4$ $\theta_2 = \pi - 2\arcsin\left(\frac{2h_E}{h}\right)$
		C	$P_C = 0,95f'_cA_c$ $M_C = M_D$
		D	$P_D = \frac{0,95f'_cA_c}{2}$ $M_D = F_yZ_s + 1/2\left(0,95f'_cZ_c\right)$ Z_s = Modulus penampang plastis dari profil baja $d^3 / 6 - Z_c$ $Z_c = h^3 / 6$
		B	$P_B = 0$ $M_B = F_yZ_{sB} + 1/2\,Z_{cn}\left(0,95f'_cZ_{cB}\right)$ $Z_{sB} = \left[\left(d^3 - h^3\right)/6\right]\sin\left(\theta/2\right)$ $Z_{cB} = \left[h^3\sin^3\left(\theta/2\right)\right]/6$ $\theta = \frac{0,0260K_c - 2K_s}{0,0848K_c} + \frac{\sqrt{\left(0,0260K_c + 2K_s\right)^2 + 0,857K_cK_s}}{0,0848K_c}$ (rad $K_c = f'_ch^2$ $K_s = F_y\left(\frac{d - t}{2}\right)t$ (diasumsikan dinding PSB “tipis”) $h_n = \frac{h}{2}\sin\left(\frac{\pi - \theta}{2}\right) \leq \frac{h}{2}$

Gambar Terminologi yang digunakan untuk komponen struktur terisi beton

t = 0,93 t_{nom} , in.

B = lebar keseluruhan sisi terpendek, in.

D = radius sisi terluar dari PSB bundar, in.

H = Lebar keseluruhan dari sisi terpanjang, in.

b_i = Lebar sisi dalam dari sisi terpendek, in. = B - 2t

d_i = radius dalam dari PSB bundar, in.

h_i = lebar sisi dalam dari sisi terpanjang, in. = H – 2t

b = Lebar elemen yang mengalami tekan diperkaku pada sisi terpendek, in. = B – 3t per SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Pasal B4.1b(d)

h = Lebar elemen yang mengalami tekan diperkaku pada sisi terpanjang, in. = H – 3t per SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Pasal B4.1b(d)

r = 1,5t untuk b/t dan h/t, in.

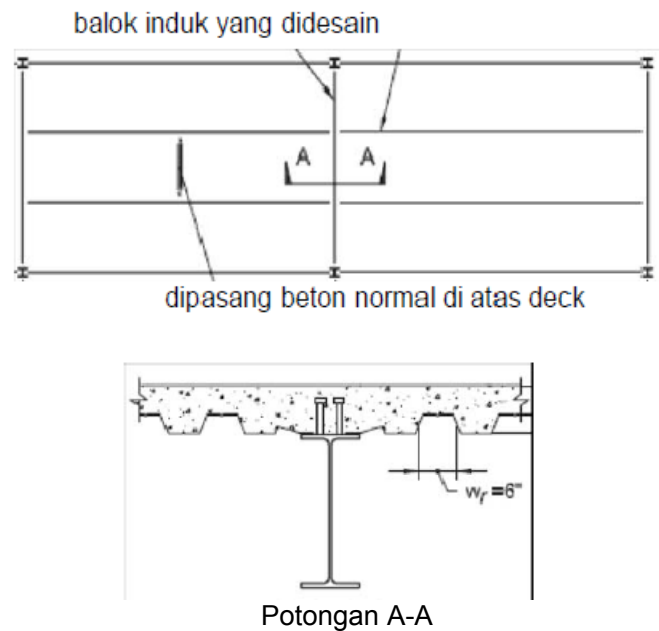
r = 2,0t untuk seluruh perhitungan luas, modulus, dan momen inersia, in.

CONTOH I.1 DESAIN BALOK INDUK KOMPOSIT

Diketahui:

Dua bentang tipikal dari suatu sistim lantai komposit diperlihatkan dalam gambar di bawah ini. Tentukan profil WF dan hitung jumlah angkur stud baja yang diperlukan.

Balok induk tidak ditopang selama pekerjaan konstruksi.

Potongan A-A

Agar mampu menahan kebakaran selama dua jam tanpa perlu penyemprotan bahan anti kebakaran, dipasang pelat beton normal di atas dek baja BONDEK II. Mutu beton $f_c^{'}$ = 30 MPa.

Pembebanan sebagai berikut:

Beban mati:

$\gamma_c = 25 \dfrac{\text{kN}}{\text{m}^3}$ $\quad h_r = 54$ mm $\quad h_c = 100$ mm $\quad w_r = 32$ mm

$S_r = 200$ mm $\quad$ berat deck: $w_d = 0{,}136 \dfrac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ $\quad$ tebal 1 mm

Pra-komposit:

Pelat

$$w_s = \gamma_c\left(\frac{w_r h_r}{S_r} + h_c\right) + w_d \qquad w_s = 2{,}852 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Berat sendiri profil

$$w_{p1} = 0{,}213 \ \frac{\text{kN}}{\text{m}} \qquad \text{WF200.100.5.5.8}$$

$$w_{p2} = 0{,}496 \ \frac{\text{kN}}{\text{m}} \qquad \text{WF350.175.7.11}$$

Setelah komposit

Beban mati tambahan $w_{SDL} = 1{,}5 \ \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Beban hidup:

Pra-komposit:

Konstruksi $\quad w_{constr} = 1{,}25 \ \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ beban sementara selama pengecoran beton

Setelah komposit

$$w_{LL} = 5 \ \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \qquad \text{tidak boleh direduksi}$$

Catatan beban yang digunakan:

Menurut AISC Design Guide 3, untuk pelat yang dipasang di elevasi tetap, direkomendasikan penambahan beban 10% dari berat sendiri pelat untuk memperhitungkan ponding akibat lendutan dari berat beton basah selama pengecoran.

Walaupun demikian, dalam desain ini karena pelat dipasang dengan tebal yang tetap jadi tidak diperlukan penambahan berat tersebut.

Menurut ASCE/SEI 37-02 *Design Loads on Structure During Construction* (ASCE,2002) untuk pelaksanaan konstruksi klas ringan, pada saat pra-komposit diberikan beban hidup sebesar 1,25 kN/m^2 untuk memperhitungkan transportasi beton dan penempatan peralatan.

Solusi:

Persyaratan Dek Komposit dan Angkur

Menurut SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Pasal I1.3, I3.2c dan I8

(1) Kekuatan Beton: $\quad 20 \text{ MPa} < f_c' < 69 \text{ MPa}$

$f_c' = 30$ MPa $\quad$ o.k.

(2) Tinggi rib/rusuk $\quad h_r < 75$ mm

$h_r = 54$ mm $\quad$ tinggi pelat beton $\quad h_c = 100$ mm

(3) Lebar rusuk/rib rata-rata: $w_r > 50$ mm

$w_r = 32$ mm lihat gambar, tidak memenuhi syarat

(4) Gunakan angkur stud baja diameter 19 mm atau lebih kecil

Pilih angkur dengan diameter 19 mm $d_{sa} = 19$ mm

(5) Diameter angkur stud: $d_{sa} < 1,5\ (t_f)$

Berdasarkan SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Pasal I8.1, batas ini hanya bisa diterapkan jika angkur tidak di las langsung di atas badan profil. Angkur D19 akan ditempelkan in suatu pola bergiliran, maka batas ini harus dipenuhi. Pilih balok induk dengan tebal sayap minimum 7,6 mm.

$t_f > d_{sa}/25$ $\quad t_f = \dfrac{19\ \text{mm}}{2,5} = 7,6$ mm

(6) Angkur stud, setelah diinstal, haraus diperpanjang tidak kurang 37.5 mm di atas sisi atas deck baja

Panjang angkur 75 mm plus 37,5 mm diperlukan untuk memenuhi tinggi deck 75 mm. Berdasarkan data dari pabrik, panjang stok standar yang dipilih adalah 125 mm. Dengan menggunakan reduksi 5 mm untuk memperhitungkan pembakaran selama instalasi angkur secara langsung ke sayap balok menghasilkan panjang final angkur menjadi 120 mm.

120 mm > $h_c = 100$ mm o.k.

(7) Panjang minimum angkur = 4 d_{sa}

120 mm > 4.(19 mm) =76 mm o.k.

(8) Paling sedikit ada selimut beton setebal 13 mm dari bagian atas dari angkur stud

$h_r + h_c = 154$ mm > 120 mm

(9) Tebal pelat diatas deck harus > 50 mm

$h_c = 100$ mm > 50 mm

Desain pada saat kondisi Pra-Komposit

Pembebanan Konstruksi (Pra-Komposit)

Balok induk akan dibebani di tiap 1/3 bentang. Menghitung Beban Terpusat berdasarkan *luas tributary*

$L_1 = 6$ m $\quad L_2 = 6$ m

$$P_D = \left[\left(L_2 \frac{L_1}{3} w_s\right) + \left(L_2 w_{p1}\right)\right] \qquad P_D = 35,502 \text{ kN}$$

$$P_L = \left(L_2 \frac{L_1}{3} \right) w_{constr}$$ P_L = 15 kN

Kekuatan Lentur kondisi Pra-Komposit

DFBK

$P_u = 1{,}2\ P_D + 1{,}6\ P_L = 66{,}602$ kN

$w_u = 1{,}2\ w_{p2} = 0{,}595\ \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

$$M_u = P_u \frac{L_1}{3} + \frac{w_u L_1^2}{8} = 135{,}883 \text{ kN m}$$

Cek Kekuatan Lentur WF 350.175.7.11 F_y = 250 MPa E = 200 000 MPa

L_p = 1 965,7 mm L_r = 5 786,9 mm $L_b = \frac{L_1}{3} = 2 \times 10^3$ mm

Z_x = 867 900 mm^3 Z_y = 173 600 mm^3 C_b = 1 ϕ_b = 0,9

Karena penampang kompak menurut Tabel Profil S_x = 774 800 mm^3

$M_{px} = Z_x F_y = 216{,}975$ kN m

$$M_{nx} = C_b \left[M_{px} - \left(M_{px} - 0{,}7 F_y S_x \right) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] = 216{,}244 \text{ kN m}$$

$M_{nx} = min\left(M_{px}, M_{nx} \right)$ $\phi M_{nx} = \phi_b M_{nx} = 194{,}62$ kN m

$rasio = \frac{M_u}{\phi M_{nx}} = 0{,}698$ o.k.

Lendutan Pra-Komposit

AISC Design Guide-3 merekomendasikan lendutan akibat beton dan berat sendiri tidak melampaui L/360

$I_x = 1{,}356\ 10^8$ mm^4

$$\Delta_{nc} = \frac{P_D L_1^3}{28\ E\ I_x} + \frac{5 w_{p2} L_1^4}{384\ E\ I_x} = 10{,}407 \text{ mm} < \frac{L_1}{360} = 16{,}667 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

Catatan Bisa juga dilakukan lawan lendut (*camber*) waktu pelaksanaan untuk mereduksi lendutan.

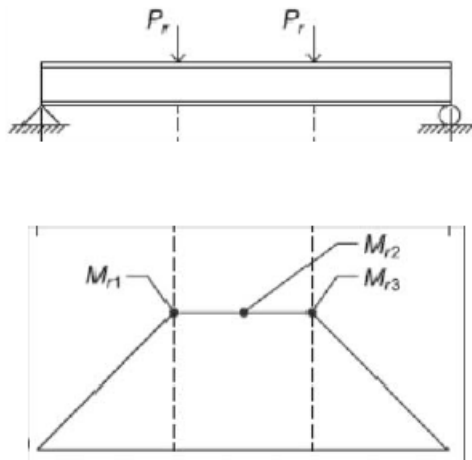
Lawan lendut (*camber*) = 0,8 Δ_{nc} = 8,326 mm

Desain untuk Kekuatan Lentur Komposit

Kekuatan Lentur Perlu

Dengan menggunakan perhitungan luas tributary, beban total terpusat dihitung sebagai berikut

$$P_D = \left[L_2 \frac{L_1}{3}(w_s + w_{SDL}) \right] + (L_2 w_{p1}) \qquad P_D = 53{,}502 \text{ kN}$$

$$P_L = \left(L_2 \frac{L_1}{3} \right) w_{LL} \qquad P_L = 60 \text{ kN}$$

P_r = 1,2 P_D + 1,6 P_L = 160,202 kN $\qquad a = \frac{L_1}{3} = 2$ m

w_u = 1,2 w_{p2} = 0,595 $\frac{\text{kN}}{\text{m}}$

$$M_{r1} = P_r a + \frac{w_u a}{2}(L_1 - a) = 322{,}786 \text{ kN m} \qquad M_{r3} = M_{r1}$$

$$M_{r2} = P_r\, a + \frac{w_u\, L_1^2}{8} = 323{,}083 \text{ kN m}$$

Menghitung *b*

Lebar efektif pelat beton adalah jumlah lebar efektif tiap sisi dari sumbu balok yang dihitung berdasarkan nilai minimum dari 3 kondisi SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Pasal I3.1a

(1) Seperdelapan bentang balok induk

$\frac{L_1}{8}$ (2) = 1,5 m $\qquad$ dua sisi

(2) Setengah jarak antara sumbu balok induk yang bersebelahan

$\frac{L_2}{2}$ (2) = 6 m dua sisi

(3) Jarak ke tepi pelat

tidak berlaku untuk balok induk interior

berarti b_{eff} = 1,5 m

Kekuatan Lentur yang tersedia

Menurut SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Pasal I3. 2a, kekuatan lentur nominal harus dihitung berdasarkan distribusi tegangan plastis penampang komposit jika $h/t_w < 3{,}76.(E/F_y)^{0,5}$

WF 350.175.7.11

d = 350 mm b_f = 175 mm t_f = 11 mm t_w = 7 mm

r = 14 mm $h = d - 2\,t_f - 2\,r$ = 300 mm A_s = 6314,2 mm^2

$\frac{h}{t_w} = 42{,}857 \quad < \quad 3{,}76\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 106{,}349$ I_{xs} = 1,356 10^8 mm^4

Jadi harus digunakan distribusi tegangan plastis untuk menghitung kekuatan lentur nominal.

Metode Perhitungan Langsung

(1) Beton pecah

A_c = luas pelat beton selebar lebar efektif. Anggap profil dek 50% kosong dan 50% terisi beton

$A_c = b_{eff}h_c + \frac{b_{eff}}{2}h_r$ A_c = 1,905 x 10^5 mm^2

$C_c = 0{,}85\,f_c'\,A_c$ = 4,858 x 10^3 kN

(2) Baja leleh

$C_s = A_s\,F_y$ = 1,579 x 10^3 kN

(3) Transfer Geser

70% digunakan sebagai persentasi percobaan penampang komposit sebagai berikut

$C = 0{,}7\,min(C_c,C_s)$ = 1104,985 kN untuk mencapai 70% aksi komposit

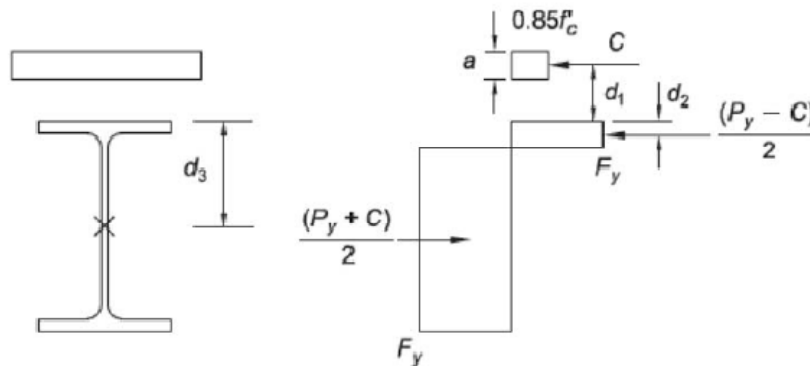
Menentukan lokasi Sumbu Netral Plastis (SNP)

Sumbu Netral Plastis dicari dengan menyamakan gaya yang bekerja di atas dan di bawah sumbu netral. Konsep ini diperlihatkan pada gambar di bawah, dengan menganggap lokasi SNP terletak di sayap balok baja

$$\sum_n F_{diatas\ SNP} = \sum_n F_{dibawah\ SNP}$$

$C + x\, b_f\ F_y = (A_s - b_f\, x)\ F_y$

maka x diperoleh:

$x = \dfrac{A_s\ F_y - C}{2\ b_f\ F_y}$ = 5,4121714 mm < t_f = 11 mm SNP di sayap profil sesuai asumsi

Menghitung Kekuatan Momen Nominal dari penampang komposit mengikuti prosedur penjelasan Pasal I3. 2a

$a = \dfrac{C}{0{,}85\ f_c^{'} b_{eff}}$ = 28,888 mm < h_c = 100 mm di atas bagian atas dek

$d_1 = h_c - \dfrac{a}{2}$ = 85,556 mm

$d_2 = \dfrac{x}{2}$ = 2,706 mm

$d_3 = \dfrac{d}{2}$ = 175 mm

$P_y = A_s\, F_y$ = 1,579 x 10^3 kN

$M_n = C\ (d_1 + d_2) + P_y\ (d_3 - d_2)$ = 369,503 kN m

$\phi_b M_n$ = 332,552 kN m > M_{r2} = 323,083 kN m

$rasio = \dfrac{M_{r2}}{\phi_b M_n} = 0{,}972$

Kekuatan Angkur Baja

Kekuatan Angkur *Stud Headead* baja bisa dihitung sesuai SNI 1729, *Spesifikasi untuk gedung baja struktural* Pasal I8.2a sebagai berikut:

$$Q_n = 0{,}5\, A_{sa} \left(f_c^{'}\, E_c \right)^{0{,}5} \leq R_g\, R_p\, A_{sa}\, F_u$$

$A_{sa} = \dfrac{1}{4} \pi d_{sa}^2 = 283{,}529 \text{ mm}^2$ $\qquad$ $E_c = 4\,700 \sqrt{\dfrac{f_c^{'}}{\text{MPa}}}\text{MPa} = 25\,742{,}9602 \text{ MPa}$

$R_g = 1$ $\quad$ angkur stud dilas langsung ke profil baja diantara kemiringan pelat

$R_p = 0{,}75$ $\quad$ angkur stud dilas langsung ke profil baja

$F_u = 450$ MPa $\quad$ untuk angkur baja ASTM A108

$Q_n = min\left(0{,}5\, A_{sa} \sqrt{f_c^{'}\, E_c}, R_g\, R_p\, A_{sa}\, F_u \right)$ $\qquad$ $Q_n = 95{,}691$ kN

Jumlah dan jarak angkur

Menurut SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Pasal I8.2c, jumlah angkur yang diperlukan antara setiap beban terpusat dan titik terdekat dengan lokasi momen nol harus cukup untuk mengembangkan momen maksimum yang diperlukan di titik beban terpusat.

Dari gambar di atas, momen di lokasi beban terpusat, M_{r1} dan M_{r3}, hampir sama besar dengan momen balok maksimum, M_{r2}. Jumlah angkur antara ujung balok dan beban titik harus sedemikian rupa mengembangkan gaya tekan perlu sehubungan momen maksimum, C, yang sebelumnya sudah dihitung.

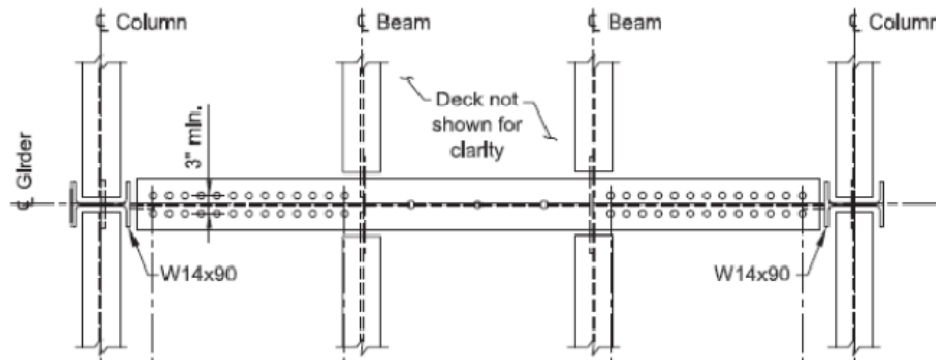
$N_{angkur} = \dfrac{\sum_i Q_n}{Q_n}$ $\qquad$ $N_{angkur} = \dfrac{C}{Q_n} = 11{,}547$

$N_{angkur} = 12$ $\quad$ dari ujung balok ke titik beban terpusat

Sesuai SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Pasal I8.2d, angkur antara beban terpusat harus ditempatkan untuk jarak maksimum:

$s_{max} = min(1\,500 \text{ mm}, 900 \text{ mm})$ $\qquad$ $s_{max} = 900$ mm

Untuk balok dengan rusuk dek yang sejajar balok, jarak angur tidak tergantung dari jarak galur/alur dari deck. Angkur tunggal bisa dipasang sebagaimana diperlukan sepanjang balok dengan jarak minimum $6d_{ds}$ sesuai SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Pasal I8.2d. Angkur juga bisa ditempatkan sebagai pasangan sebaris atau berselang seling dengan jarak minimum antara 4 diameter stud = 75 mm. Untuk desain ini, dipilih menggunakan pasangan angkur sampai dengan ujung balok sesuai persyaratan

kekuatan dan angkur tunggal sepanjang sumbu penampang yang memenuhi persyaratan jarak maksimum seperti diperlihatkan dalam gambar di bawah ini.

SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Pasal I8.2d mensyaratkan bahwa jarak dari pusat suatu angkur ke tepi bebas dalam arah gaya geser adalah minimum 180 mm untuk pelat beton normal. Untuk balok komposit dengan tumpuan sederhana, persyaratan ini bisa diterapkan ke jarak antara tepi pelat dan angkur pertama disetiap ujung balok. Dengan menganggap tepi pelat sepusat dengan sumbu dari tumpuan, pada gambar jarak ini adalah 180 mm, dalam kasus ini sayap kolom akan mencegah perlunya kontrol ini. Tepi pelat sering ditumpu secara merata oleh sayap kolom atau penghentian pengecoran dalam konstruksi komposit, yang akan mencegah terjadinya kegagalan beton yang jebol dan menghapus persyaratan jarak tepi.

Pada contoh ini, jumlah minimum angkur diperlukan untuk memenuhi batas jarak maksimum yang telah dihitung digunakan di tengah pertigaan dari bentang balok. Harap dicatat juga bahwa SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Pasal I3.2c(1)(4) mensyaratkan dek baja yang diangkur ke semua elemen penumpu berjarak maksimum 450 mm. Tambahan, ANSI/SDI C1.0-2006, Standard for Composite Steel Floor Deck (SDI,2006), meminta deck untuk dipasang pada rata-rata sejarak 300 mm tapi tidak lebih dari 450 mm.

Kriteria Lendutan Beban Hidup

Lendutan akibat beban hidup diterapkan setelah aksi komposit terjadi akan dibatasi ke *L*/360 dengan besar beban hidup sesuai SNI 1727, *Beban minimum untuk perancangan bangunan gedung dan struktur lain*, atau 25 mm dengan menggunakan reduksi 50% dalam beban hidup desain sebagaimana direkomendasikan oleh AISC Design Guide 3.

Lendutan untuk komponen komposit bisa dihitung dengan menggunakan momen inersia batas bawah dalam Penjelasan AISC Persamaan C-I3-1 dan ditabulasi dalam AISC Manual Tabel 3-20. Penjelasan AISC juga memberikan metode alternatif untuk menghitung lendutan melalui perhitungan momen inersia efektif. Kedua metode bisa diterima dan akan diilustrasikan dalam contoh berikut untuk maksud perbandingan.

Metode 1: Menghitung momen inersia batas bawah, I_{LB}

$$I_{LB} = I_{xs} + A_s\left(Y_{ENA} - d_3\right)^2 + \left(\frac{\sum_i Q_n}{F_y}\right)\left(2\,d_3 + d_1 - Y_{ENA}\right)^2$$

Variabel d_1, d_2 dan d_3 dihitung dengan prosedur yang telah dilakukan di atas waktu menghitung kapasitas momen nominal. Walaupun demikian, untuk perhitungan I_{LB}, kekuatan nominal angkur baja dihitung diantara titik lokasi momen maksimum positif dan titik lokasi momen nol, bukan antara beban terpusat dan lokasi momen nol seperti yang telah digunakan di atas. Momen maksimum terletak di tengah bentang .

jumlah total angkur: 12 + 1 = 13 Q_n = 1 243,982 kN C = 1 104,985 kN

$$a = \frac{max\left(C, 13\,Q_n\right)}{0{,}85\,f_c'\,b_{eff}} = 32{,}522 \text{ mm}$$

$$d_1 = h_c - \frac{a}{2} = 83{,}739 \text{ mm}$$

$$x = \frac{A_s\,F_y - 13\,Q_n}{2\,b_f\,F_y} = 3{,}824 \text{ mm} \quad < \quad t_f = 11 \text{ mm} \qquad \text{SNP di sayap profil}$$

$$d_2 = \frac{x}{2} = 1{,}912 \text{ mm}$$

$$d_3 = \frac{d}{2} = 175 \text{ mm}$$

Jarak dari sisi atas profil baja ke sumbu netral elastik, Y_{ENA}, untuk digunakan dalam Persamaan C-I3-1 dihitung dengan prosedur yang diberikan dalam *AISC Specification Commentary Section I3.2* sebagai berikut

$$Y_{ENA} = \frac{A_s\,d_3 + \left(\frac{13\,Q_n}{F_y}\right)\left(2\,d_3 + d_1\right)}{A_s + \left(\frac{13\,Q_n}{F_y}\right)} = 289{,}035 \text{ mm}$$

Dengan mensubstitusikan nilai nilai ini kedalam *AISC Specification Commentary Section Equation C-I3-1,* diperoleh inersia batas bawah:

$$I_{LB} = I_{xs} + A_s\left(Y_{ENA}\,d_3\right)^2 + \left(\frac{13\,Q_n}{F_y}\right)\left(2\,d_3 + d_1 - Y_{ENA}\right)^2$$

I_{LB} = 3,219 x 10^8 mm^4

Metode 2: Perhitungan Momen Inersia Efektif, I_{eff}

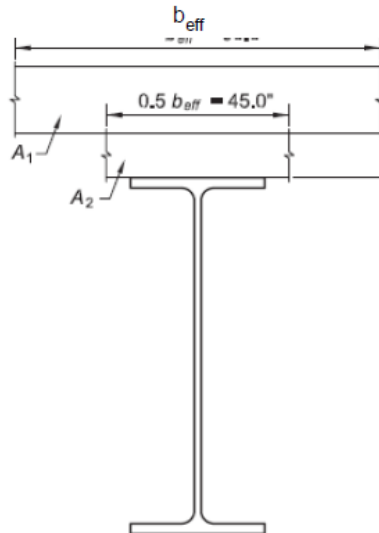
Prosedur alternatif untuk menghitung momen inersia dalam perhitungan lendutan penampang komposit dijelaskan dalam *AISC Specification Commentary Section I3.2* sebagai berikut:

Momen Inersia transformasi, I_{tr}

Lebar efektif dari beton di bawah sisi atas dek bisa didekati dengan profil dek yang memiliki 50% lebar efektif.

Lebar pelat pengganti dihitung sebagai berikut:

$$n = \frac{E}{E_c} = 7{,}769 \qquad b_{tr1} = \frac{b_{eff}}{n} = 193{,}072 \text{ mm}$$

$$b_{tr2} = \frac{0{,}5 b_{eff}}{n} = 96.536 \text{ mm}$$

Gambar Lebar beton efektif

Hitung sumbu netral elastik dari penampang yang telah ditransform dengan menganggap aksi komposit penuh dan hitung momen inersia transform.

Untuk soal ini, lokasi sumbu elastik (ENA) coba-coba dianggap terletak di dek komposit.

Dilakukan di **mathcad**:

given $x = 0{,}1$ mm

$$(b_{tr1}\, h_c)\left(\frac{h_c}{2} + x\right) + (b_{tr2}\, x)\left(\frac{x}{2}\right) + A_s\left[x - \left(h_r + \frac{d}{2}\right)\right] = 0$$

$x = find(x) = 18{,}138$ mm < $h_r = 54$ mm sumbu netral elastik ada dalam dek komposit

Dengan menggunakan teorema sumbu sejajar dan mensubstitusikan nilai x, hasilnya:

$$I_{tr} = \left[I_{xs} + \frac{1}{12} b_{tr1} h_c^3 + \frac{1}{12} b_{tr2} x^3 + (b_{tr1} h_c)\left(\frac{h_c}{2} + x\right)^2 + (b_{tr2} x)\left(\frac{x}{2}\right)^2 + A_s\left[x - \left(h_r + \frac{d}{2}\right)\right]^2 \right]$$

$I_{tr} = 5{,}223 \times 10^8 \text{ mm}^4$

Menghitung momen inersia equivalen, I_{equiv}

$C_f = min(C_c, C_s)$ = 1578,55 kN

$$I_{equiv} = I_{xs} + \sqrt{\left(\frac{13Q_n}{C_f}\right)}\left(I_{tr} - I_{xs}\right) = 4{,}789 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

Berdasarkan AISC Specification Commentary Section I3.2:

$I_{eff} = 0{,}75\ I_{equiv} = 3{,}591 \times 10^8$ mm^4

Perbandingan hasil kedua metode dan Perhitungan Lendutan Final

$I_{LB} = 3{,}219 \times 10^8$ mm^4 $\quad$ $I_{eff} = 3{,}591 \times 10^8$ mm^4

Akan digunakan I_{LB}

$$\Delta_{LL} = \frac{P_L L_1^3}{28EI_{LB}} = 7{,}189 \text{ mm}$$ < 25 mm, o.k. menurut batas AISC Design Guide 3

(reduksi 50% dalam beban hidup desain menurut AISC Design Guide 3 tidak perlu dilakukan dalam batas ini)

= L_1 /834,608 < L_1 / 360, o.k. berdasarkan batas SNI pembebanan

Kekuatan Geser yang tersedia

Menurut SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Pasal I4.1, balok induk harus dianggap sebagai balok baja saja pada waktu menahan gaya geser.

$V_u = P_r + \frac{w_u L_1}{2}$ = 161,988 kN $\quad$ ϕ_v = 1,0 $\quad$ $V_n = 0{,}6\ F_y\ d\ t_{w1}$

$\phi_v V_n$ = 367,5 kN $\quad$ kuat terhadap geser

Kinerja

Tergantung maksud penggunaan dari bentang ini, vibrasi mungkin perlu dipertimbangkan. Lihat *AISC Design Guide 11* untuk informasi tambahan.

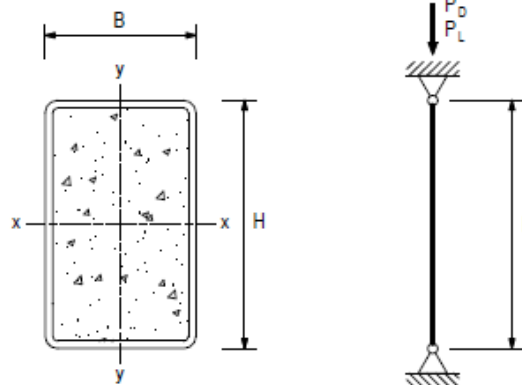
Perlu diperhatikan terjadinya retak pada pelat di garis sejajar balok induk, jadi perlu dipasang tulangan yang melintang dibagian atas pelat beton.

CONTOH I.2 BATANG TEKAN TERISI BETON KOMPOSIT

Kontrol apakah batang tekan komposit dengan panjang 4 m seperti yang diperlihatkan pada gambar mampu menahan gaya tekan akibat beban mati dan beban hidup.

Mutu beton f_c' = 25 MPa sedang Profil PSB F_y = 250 MPa

f_c' = 25 MPa F_y = 250 MPa E = 200 000 MPa

$E_c = 4\,700\sqrt{\dfrac{f_c'}{\text{MPa}}}\text{MPa} = 23\,500\text{ MPa}$ L = 4 m

Penampang

Tampak samping

Data Profil

A_s = 7 527 mm^2

H = 250 mm

B = 150 mm

t = 10 mm

$h = H - 2\,t$ = 230 mm $\dfrac{h}{t} = 23$

$b = B - 2\,t$ = 130 mm $\dfrac{b}{t} = 13$

I_{sx} = 5 825,01 cm^4 = 5,825 x 10^7 mm^4

I_{sy} = 2 634,2 cm^4 = 2,634 x 10^7 mm^4

Data beton

$A_c = b\,h - t^2\,(4 - \pi)$ = 2,981 x 10^4 mm^2 A_{sr} = 0 mm^2

I_{sr} = 0 mm^4

Kekuatan penampang komposit untuk Alokasi Gaya

Untuk menghitung kekuatan penampang komposit, batang harus diklasifikasi terlebih dahulu sebagi kompak, nonkompak atau langsing sesuai SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Tabel I1.1a. Walaupun demikian, hasil dari kontrol ini tidak mempengaruhi perhitungan alokasi gaya karena SNI 1729 Pasal I6.2 meminta penggunaan Persamaan I2-9a dengan mengabaikan klasifikasi tekuk lokal, maka perhitungan ini diabaikan pada contoh ini. Kekuatan Tekan Aksial Nominal dihitung tanpa memperhitungkan efek panjang, P_{no}, digunakan untuk perhitungan alokasi gaya yang dihitung sebagai berikut:

C_2 = 0,85 untuk penampang pesegi

$$P_{no} = F_y A_s + C_2 f_c' \left(A_c + A_{sr} \frac{E}{E_c} \right) = 2{,}515 \times 10^3 \text{ kN}$$

$A_g = A_s + A_c = 3{,}734 \times 10^4$ mm^2

Menghitung momen inersia beton dengan menggunakan geometri yang kompatibel dengan yang digunakan dalam perhitungan luas baja, yang memperhitungkan tebal dinding dan radius sudut dari 2 kali tebal dinding. Persamaan berikut bisa digunakan:

Untuk lentur terhadap sumbu *x-x*

$$I_{cx} = \frac{(B - 4t)h^3}{12} + \frac{t(H - 4t)^3}{6} + \frac{(9\pi^2 - 64)t^4}{36\pi} + \pi t^2 \left(\frac{H - 4t}{2} + \frac{4t}{3\pi} \right)^2$$

$I_{cx} = 1{,}307 \times 10^8$ mm^4

Untuk lentur terhadap sumbu *y-y*

$$I_{cy} = \frac{(H - 4t)h^3}{12} + \frac{t(B - 4t)^3}{6} + \frac{(9\pi^2 - 64)t^4}{36\pi} + \pi t^2 \left(\frac{B - 4t}{2} + \frac{4t}{3\pi} \right)^2$$

$I_{cy} = 2{,}162 \times 10^8$ mm^4

Pembatasan menurut SNI 1729 Pasal I1.3 dan I2.2a

(1) Kekuatan Beton: 20 MPa < f_c' < 68,95 MPa

f_c' = 25 MPa o.k.

(2) Tegangan Leleh minim dari baja struktur: F_y < 517 MPa

F_y = 250 MPa o.k.

(3) Luas penampang baja: $A_s > 0{,}01\ A_g$

A_s = 7 527 mm^2 > 0,01 A_g = 373,412 mm^2

Tidak ada persyaratan tulangan minimum dalam kasus ini; jadi luas tulangan , A_{sr}, adalah nol untuk contoh ini.

Klasifikasi penampang untuk tekuk lokal

Untuk menghitung kekuatan penampang komposit terhadap gaya aksial, batang harus diklasifikasi apakah kompak, nonkompak atau langsing sesuai SNI 1729 Tabel I1. 1A.

$$\lambda_p = 2{,}26\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 63{,}922$$

$$\lambda_{controlling} = max\left(\frac{h}{t},\frac{b}{t}\right) = 23 \quad < \quad \lambda_p \text{ penampang kompak}$$

Kekuatan Tekan yang tersedia

Kekuatan tekan nominal untuk penampang kompak, dihitung dengan SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Pasal I2.2b:

P_{no} = 2 515,3009 kN

Karena panjang takterbreis sama untuk kedua sumbu *x-x* dan *y-y*, kolom akan tertekuk terhadap sumbu *y-y* (sumbu dengan momen inersia lebih rendah).

I_{cy} dan I_{sy} akan digunakan untuk memperhitungkan efek kelangsingan sesuai dengan SNI 1729 Pasal I2.2b dan I2.1b sebagai berikut:

$$C_3 = 0{,}6 + 2\left(\frac{A_s}{A_c + A_s}\right) = 1{,}003 \qquad \text{harus } \leq 0{,}9 \qquad C_3 = 0{,}9$$

$E\ I_{eff} = E\ I_{sy} + E\ I_{sr} + C_3\ E_c\ I_{cy} = 9{,}842 \times 10^3$ kN m^2

KL = 1,0 (4 m) = 4 m

$$P_e = \frac{\pi^2 (E\ I_{eff})}{(K\ L)^2} = 6{,}071 \times 10^3 \text{ kN}$$

$$\frac{P_{no}}{P_e} = 0{,}414 \quad > \quad 2{,}25$$

$P_n = 0{,}877\ P_e = 5{,}324 \times 10^3$ kN SNI 1729 Persamaan I2-3

Bila P_D = 800 kN P_L = 1200 kN

$P_r = 1{,}2\ P_D + 1{,}6\ P_L$ = 2880 kN

$P_a = P_D + P_L$ = 2000 kN

DFBK

$\phi_c = 0{,}75$ $\phi_c P_n = 3\ 993{,}225$ kN

$$rasio = \frac{P_r}{(\phi_c P_n)} = 0{,}721$$

DKI

$\Omega_c = 2$ $\frac{P_n}{\Omega_c} = 2662{,}15$ kN

$$rasio = \frac{P_a}{\frac{P_n}{\Omega_c}} = 0{,}751$$

Kekuatan Tekan dari Penampang Baja Nonkomposit

Karena perbedaan dalam kapasitas dan faktor keamanan antara kolom komposit dan kolom nonkomposit, adalah mungkin untuk menghitung kuat tekan yang tersedia yang terendah untuk suatu kolom komposit dari pada menghitung penampang baja.

Walaupun demikian, sesuai SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Pasal I2.1b, kekuatan tekan yang tersedia tidak boleh kurang daripada kekuatan baja sesuai Bab E.

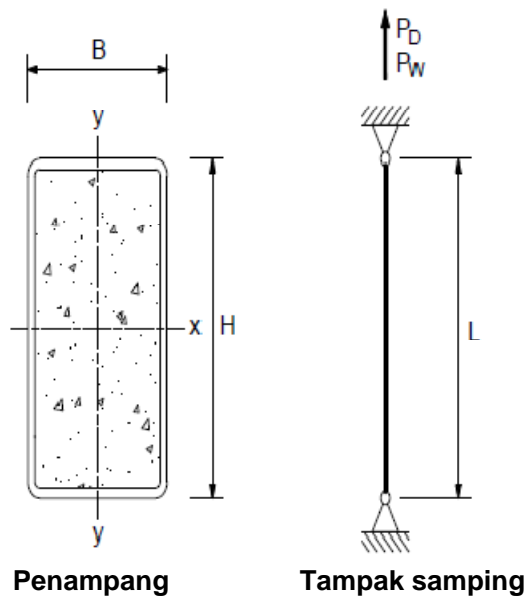
CONTOH I.3 BATANG KOMPOSIT TERISI YANG MENAHAN GAYA TARIK

Kontrol apakah batang komposit dengan panjang 4 m seperti yang diperlihatkan pada gambar mampu menahan gaya tekan akibat beban mati dan gaya tarik akibat angin.

Mutu beton $f_c' = 25$ MPa sedang Profil PSB $F_y = 250$ MPa

$f_c' = 25$ MPa $\quad F_y = 250$ MPa $\quad E = 200\ 000$ MPa $\quad f_y = 400$ MPa

$E_c = 4\ 700\sqrt{\dfrac{f_c'}{\text{MPa}}}\text{MPa} = 23\ 500$ MPa $\quad L = 4$ m

Penampang **Tampak samping**

$P_D = 500$ kN $\quad P_W = 1300$ kN (tarik)

Data Profil

$A_s = 7\ 527$ mm^2

$H = 250$ mm

$B = 150$ mm

$t = 10$ mm

$h = H - 2\,t = 230$ mm $\quad \dfrac{h}{t} = 23$

$b = B - 2\,t = 130$ mm $\quad \dfrac{b}{t} = 13$

$I_{sx} = 5\ 825{,}01$ cm^4 = $5{,}825 \times 10^7$ mm^4

$I_{sy} = 2\ 634{,}2$ cm^4 = $2{,}634 \times 10^7$ mm^4

Data beton

$$A_c = b\,h - t^2\,(4 - \pi) = 2{,}981 \times 10^4 \text{ mm}^2$$

Tidak ada persyaratan minimum untuk tulangan memanjang dalam SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* , oleh karena itu adalah umum dalam praktek pada batang komposit ini tidak dipasang tulangan.

$A_{sr} = 0 \text{ mm}^2$

DFBK

$P_r = -\,0{,}9\,(P_D) + 1{,}0(P_W) = 850$ kN

DKI

$P_a = -\,0{,}6\,P_D + 0{,}6\,P_W = 480$ kN

Catatan positif berarti tarik

Kekuatan Tarik yang Tersedia

Dihitung sesuai SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Pasal I2.2c

$P_n = A_s\,F_y + A_{sr}\,f_y = 1\,881{,}75$ kN $\qquad \phi_t = 0{,}9 \qquad \Omega_t = 1{,}67$

DFBK

$$rasio = \frac{P_r}{(\phi_t P_n)} = 0{,}502$$

DKI

$$rasio = \frac{P_a}{\dfrac{P_n}{\Omega_t}} = 0{,}426$$

Alokasi Gaya dan Transfer Beban

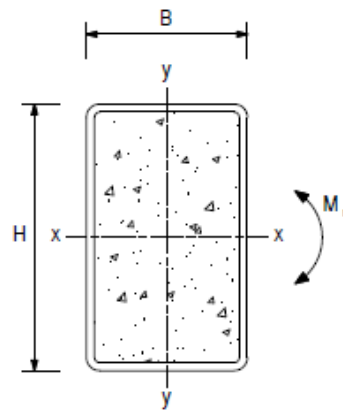
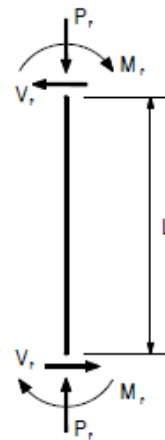
Perhitungan transfer beban tidak disyaratkan untuk batang tarik yang terisi beton yang tidak berisi tulangan memanjang, seperti contoh ini, hanya penampang baja yang menahan tarik.

CONTOH I.4 BATANG KOMPOSIT TERISI YANG MENAHAN GAYA TEKAN, MOMEN LENTUR DAN GESER

Kontrol apakah batang komposit dengan panjang 4 m seperti yang diperlihatkan pada gambar mampu menahan gaya tekan, geser dan momen hasil Analisis Langsung dari SNI 1729 Pasal C untuk kombinasi pembebanan yang kritis sesuai SNI 1727, *Beban minimum untuk perancangan bangunan gedung dan struktur lain*.

Mutu beton f_c' = 25 MPa sedang Profil PSB F_y = 250 MPa

f_c' = 25 MPa $\quad$ F_y = 250 MPa $\quad$ E = 200 000 MPa $\quad$ f_y = 400 MPa

$E_c = 4\,700\sqrt{\frac{f_c'}{\text{MPa}}}\text{MPa} = 23\,500\text{ MPa}$ $\quad$ L = 4 m

Penampang **Tampak samping**

P_r = 450 kN $\quad$ P_a = 275 kN

M_r = 135,9 kN m $\quad$ M_a = 75 kN m

V_r = 80 kN $\quad$ V_a = 46 kN

Data Profil

A_s = 7 527 mm^2

H = 250 mm

B = 150 mm $\quad$ t_g = 10 mm

t = 0,93 t_g

$h = H - 2\,t$ = 231,4 mm $\quad$ $\frac{h}{t}$ = 24,882

$b = B - 2\,t$ = 131,4 mm $\quad$ $\frac{b}{t}$ = 14,129

I_{sx} = 5825,01 cm^4 = 5,825 x 10^7 mm^4

I_{sy} = 2634,2 cm^4 = 2,634 x 10^7 mm^4

$$Z_{sx} = (B - 2\,t)\,t\,(H - t) + 2\left(\frac{H}{2}\right)t\left(\frac{h}{t}\right) = 5{,}631 \text{ x } 10^5 \text{ mm}^3$$

Data beton

$A_c = b\,h - t^2\,(4 - \pi) = 3{,}033 \text{ x } 10^4 \text{ mm}^2$

Penampang Komposit

Tidak ada persyaratan minimum untuk tulangan memanjang dalam SNI 1729, oleh karena itu adalah umum dalam praktek pada batang komposit ini tidak dipasang tulangan.

A_{sr} = 0 mm^2 $A_g = A_s + A_c$ = 3,786 x 10^4 mm^2 I_{sr} = 0 mm^4

Untuk lentur terhadap sumbu x-x

$$I_{cx} = \frac{(B - 4\,t)h^3}{12} + \frac{t(H - 4\,t)^3}{6} + \frac{(9\,\pi^2 - 64)t^4}{36\,\pi} + \pi t^2\left(\frac{H - 4\,t}{2} + \frac{4\,t}{3\,\pi}\right)^2$$

I_{cx} = 1,347 x 10^8 mm^4

Untuk lentur terhadap sumbu y-y

$$I_{cy} = \frac{(H - 4\,t)h^3}{12} + \frac{t(B - 4\,t)^3}{6} + \frac{(9\,\pi^2 - 64)t^4}{36\,\pi} + \pi t^2\left(\frac{B - 4\,t}{2} + \frac{4\,t}{3\,\pi}\right)^2$$

I_{cy} = 2,229 x 10^8 mm^4

Batasan SNI 1729 Pasal I1.3 dan I2.2a

(1) Mutu beton: 20 MPa < f_c' < 68,95 MPa

f_c' = 25 MPa o.k.

(2) Tegangan leleh baja struktur: F_y < 517 MPa

F_y = 250 MPa

(3) Luas penampang profil: $A_s > 0{,}01\,A_g$

A_s = 7527 mm^2 > 0,01 A_g = 378,587 mm^2

Klasifikasi penampang untuk tekuk lokal

Batang komposit ini telah dibuktikan kompak pada contoh I.4 berdasarkan SNI 1729 Tabel I1.1a. Penampang harus dikontrol terhadap persyaratan tekuk lokal untuk lentur sesuai SNI

1729 Tabel I1. 1b; tapi karena batas untuk lentur sama atau kurang ketat dibandingkan batang yang mengalami tekan, maka batang juga kompak untuk aksi lentur.

Interaksi gaya aksial dan lentur

Interaksi antara gaya aksial dan lentur pada batang komposit diatur oleh SNI 1729 Pasal I5, yang untuk batang kompak, mengijinkan digunakannya metode kompatibilitas regangan atau metode distribusi tegangan plastis, dengan opsi menggunakan persamaan Pasal H1. 1.

Metode kompatibilitas regangan adalah pendekatan yang umum yang memperbolehkan pembentukan diagram interaksi berdasarkan konsep yang sama seperti pada desain beton bertulang. Penerapan metode kompatibilitas regangan diperlukan untuk penampang tidak teratur atau nonsimetris, dan aplikasi umumnya bisa dilihat dalam buku teks beton bertulang dan tidak akan didiskusikan lagi disini.

Metode distribusi tegangan plastis didiskusikan dalam AISC Specification Commentary Section I5 yang memberikan 3 prosedur yang bisa diterima untuk batang komposit yang terisi beton. Prosedur pertama, Metode 1, memerlukan persamaan interaksi dari Pasal H1. Ini adalah satu satunya metode yang bisa diterima untuk penampang nonkompak dan langsing. Metode 2, melibatkan pembentukan kurva interaksi sebagian linier dengan menggunakan persamaan kekuatan plastis yang tersedia di Gambar I. 1c yang ditempatkan dibagian depan Bab I Contoh Desain. Prosedur ketiga, Metode 2-Sederhana, adalah reduksi dari kurva interaksi sebagian linier yang memperbolehkan penggunaan persamaan interaksi yang kurang konservatif dari pada yang tersedia dalam Bab H.

Untuk contoh desain, masing-masing penerapan prosedur distribusi plastis akan ditinjau dan dibandingkan

Metode 1: Persamaan Interaksi Pasal H1

Metode paling langsung dan konservatif dari menaksir efek interaksi melalui penggunaan persamaan interaksi dari SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Pasal H1. Sesuai dengan penggunaan Metode Analisis Langsung, Faktor K = 1 digunakan. Karena panjang tak terbreis sama untuk kedua sumbu lentur x-x dan y-y, dan I_x lebih besar dari I_y, tekuk disumbu y-y akan menentukan kekuatan tekan. Kekuatan lentur dihitung terhadap sumbu x-x untuk menahan momen lentur yang terjadi di sumbu ini.

ϕ_c = 0,75 $P_n = 4{,}437 \times 10^3$ kN

$\phi_c P_n$ = 3 327,75 kN

Menghitung ϕM_n

b = 131,4 mm h = 231,4 mm ϕ_b = 0,9

$Z_{sx} = 5{,}631 \times 10^5$ mm^3

$$Z_c = \frac{b\,h^2}{4} - 0{,}192\,t^3 = 1{,}759 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

$$M_D = F_y\,Z_{sx} + \frac{1}{2}\left(0{,}85\,f_c'\,Z_c\right) = 159{,}473 \text{ kN m}$$

$$h_n = min\left[\frac{0,85\, f_c^{'}\, A_c}{0,85\, f_c^{'}\, b + 4\, t\, F_y}, \frac{h}{2}\right] = 53,303 \text{ mm}$$

$$Z_{sn} = 2\, t\, h_n^2 = 5,285 \times 10^4 \text{ mm}^3$$

$$Z_{cn} = b\, h_n^2 = 3,733 \times 10^5 \text{ mm}^3$$

$$M_n = M_D - F_y\, Z_{sn} - \frac{0,85\, f_c^{'}\, Z_{cn}}{2} = 142,295 \text{ kN m}$$

$$\phi_b M_n = 128,066 \text{ kN m}$$

DFBK

$P_c = \phi_c\, P_n = 3,328 \times 10^3$ kN $\qquad$ $M_c = \phi_b\, M_n = 128,066$ kN m

$$\frac{P_r}{P_c} = 0,135 \quad < 0,2$$

$$rasio_{LRFD} = \frac{P_r}{2\, P_c} + \frac{M_r}{M_c} = 1,129$$

DKI

$\Omega_c = 1,67$ $\qquad$ $P_a = 445,4$ kN $\qquad$ $P_c = \frac{P_n}{\Omega_c} = 2,657 \times 10^3$ kN

$\Omega_b = 1,67$ $\qquad$ $M_a = 75$ kN m $\qquad$ $M_c = \frac{M_n}{\Omega_b} = 85,207$ kN m

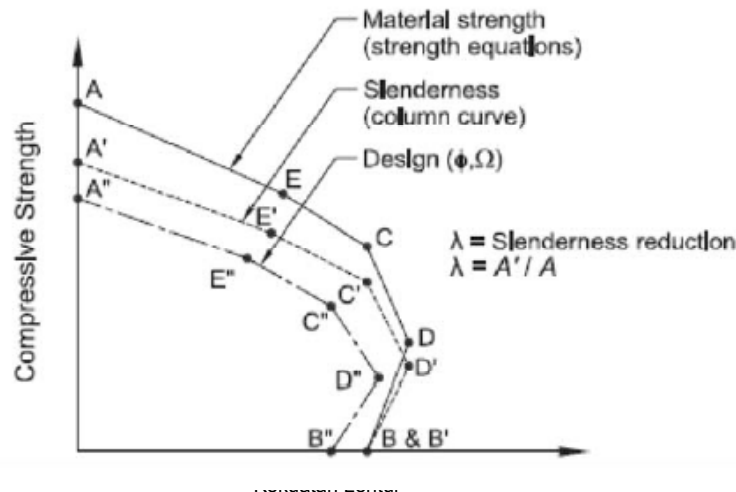
$$\frac{P_a}{P_c} = 0,168 \quad < 0,2$$

$$rasio_{ASD} = \frac{P_a}{2\,\frac{P_n}{\Omega_c}} + \frac{M_a}{M_c} = 0,964$$

Dengan menggunakan DFBK, Metode 1 menunjukan bahwa penampang tidak kuat terhadap beban terfaktor. Perencana bisa memilih penampang baru yang memenuhi kontrol interaksi atau melakukan analisis ulang dengan menggunakan metode desain kurang konservatif seperti Metode 2. Metode ini akan dijelaskan sebagai berikut:

Metode 2: Kurva Interaksi dari Model Distribusi Platis

Prosedur untuk membuat kurva interaksi dengan menggunakan model distribusi tegangan plastis diperlihatkan dalam gambar di bawah ini.

Kekuatan material
(persamaan kekuatan)

Gambar Metode 2 – Diagram interaksi untuk balok-kolom komposit

Berdasarkan gambar di atas, permukaan interaksi kekuatan nominal A,B,C,D,E mula mula dihitung dengan menggunakan persamaan dari Gambar I-1c yang tercantum dalam introduksi Bab I Contoh Desain. Kurva ini mewakili kekuatan batang kolom pendek tanpa memperhitungkan efek panjang batang. Suatu faktor reduksi kelangsingan, λ, dihitung dan dipasang kesetiap titik untuk membuat permukaan A', B', C', D', E'. Kemudian ketahanan yang sesuai atau faktor keamanan diterapkan untuk membuat permukaan desain A'', B'', C'', D'', E''. Akhirnya, gaya dan momen terfaktor hasil kombinasi pembebanan di plot dalam permukaan desain, dan batang bisa diterima jika semua hasil plot terletak didalam kurva desain. Langkah perhitungan akan dijelaskan detail dengan perhitungan sebagai berikut:

Langkah 1: Buat permukaan interaksi kuat nominal A, B, C, D, E tanpa memperhitungkan efek kelangsingan.

Dengan menggunakan persamaan persamaan yang tersedia dalam Gambar I-1c untuk lentur terhadap sumbu *x-x* :

Titik A (gaya tekan murni)

$P_1 = F_y A_s + 0{,}85\ f_c' A_c$ = 2 526,299 kN

M_1 = 0 kN m

Titik D (kuat momen nominal maksimum)

$$P_4 = \frac{0{,}85 f_c' A_c}{2} = 322{,}274 \text{ kN}$$

Z_{sx} = 5,631 x 10^5 mm^3

Z_c = 1,759 x 10^6 mm^3

$$M_4 = F_y Z_{sx} + \frac{0{,}85 f_c' Z_c}{2} = 159{,}473 \text{ kN m}$$

Titik B (lentur murni)

P_5 = 0 kN

$$h_n = min\left[\frac{0{,}85\, f_c'\, A_c}{0{,}85\, f_c'\, b + 4\, t\, F_y}, \frac{h}{2}\right] = 53{,}303 \text{ mm}$$

$$Z_{sn} = 2\, t\, h_n^2 = 5{,}285 \times 10^4 \text{ mm}^3$$

$$Z_{cn} = b\, h_n^2 = 3{,}733 \times 10^5 \text{ mm}^3$$

$$M_5 = M_D - F_y Z_{sn} - \frac{0{,}85\, f_c'\, Z_{cn}}{2} = 142{,}295 \text{ kN m}$$

Titik C (titik antara)

P_3 = 0,85 $f_c' A_c$ = 644,549 kN

M_3 = M_4 = 159,473 kN m

Titik E (tambahan)

Titik E adalah titik tambahan untuk membantu membuat kurva interaksi menjadi lebih baik.

$$h_E = \frac{h_n}{2} + \frac{H}{4} = 89{,}151 \text{ mm}$$

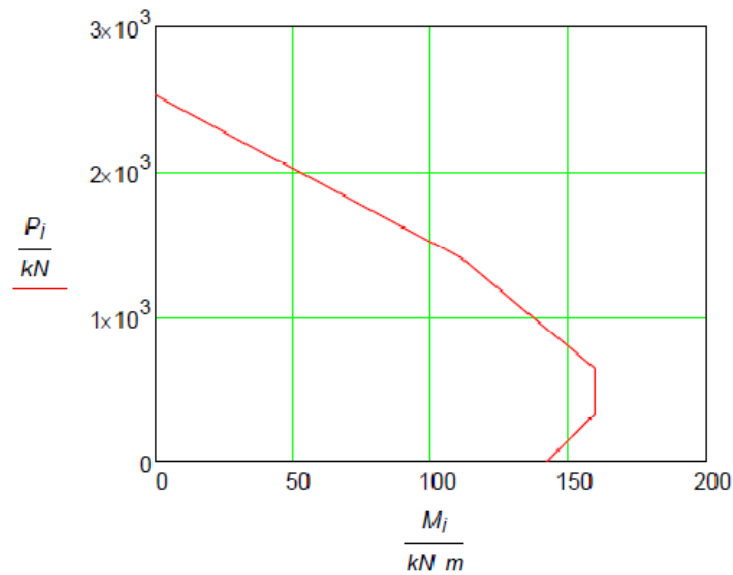
$$P_2 = \frac{0{,}85\, f_c'\, A_c}{2} + 0{,}85\, f_c'\, b\, h_E + 4\, F_y\, t\, h_E = 1{,}4 \times 10^3 \text{ kN}$$

$$Z_{cE} = b\, h_E^2 = 1{,}044 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

$$Z_{sE} = 2\, t\, h_E^2 = 1{,}478 \times 10^5 \text{ mm}^3$$

$$M_2 = M_4 - F_y Z_{sE} - \frac{0{,}85\, f_c'\, Z_{cE}}{2} = 111{,}419 \text{ kN m}$$

Titik yang dihitung di plot untuk membentuk permukaan interaksi kekuatan nominal kolom pendek.

$i = 1..5$

Langkah 2: Buat permukaan kuat nominal A', B', C', D' ,E' memperhitungkan efek kelangsingan

Faktor reduksi kelangsingan, λ, dihitung untuk titik A dengan menggunakan SNI 1729 Pasal I2.2 sesuai dengan *AISC Specification Commentary Section I5*

$P_{no} = P_1 = 2{,}526 \times 10^3$ kN

$$C_3 = min\left[0.9, 0.6 + 2\left(\frac{A_s}{A_c + A_s}\right)\right] = 0{,}9$$

$EI_{eff} = E\, I_{sy} + E\, I_{sr} + C_3\, E_c\, I_{cy} = 9{,}984 \times 10^3$ kN m^2

$$P_e = \frac{\pi^2 (E\, I_{eff})}{(1.L)^2} = 6{,}158 \times 10^3 \text{ kN}$$

$$\frac{P_{no}}{P_e} = 0{,}41 \quad < \; 2{,}25$$

$$P_n = P_{no}\left(0{,}658^{\frac{P_{no}}{P_e}}\right) = 2127{,}73367 \text{ kN} \qquad \text{SNI 1729 Persamaan I2-2}$$

$$\lambda = \frac{P_n}{P_{no}} = 0{,}842$$

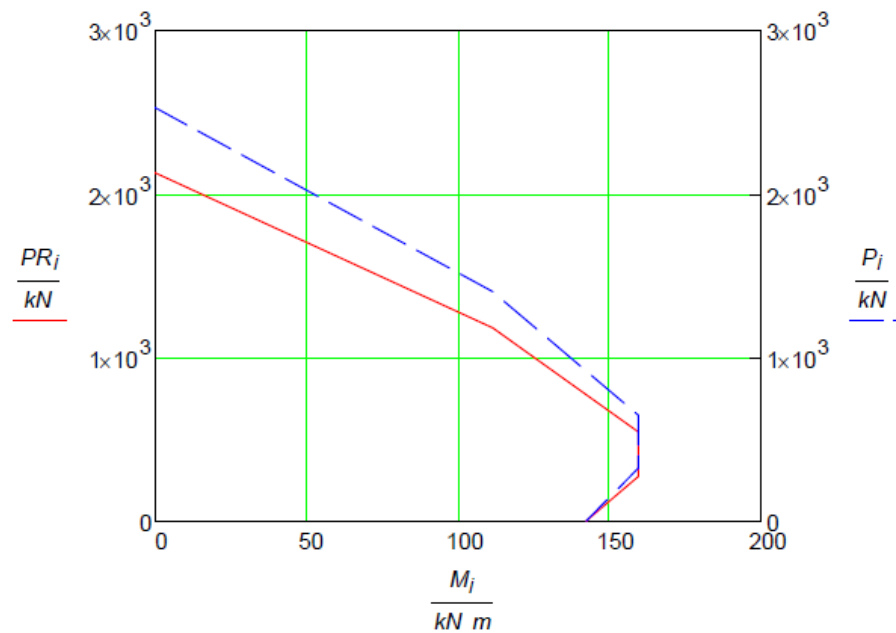
Berdasarkan *AISC Specification Commentary Section I5, reduksi kelangsingan yang sama diterapkan untuk titik-titik yang lain pada permukaan interaksi*

$PR_1 = \lambda \ P_1$

$PR_2 = \lambda \ P_2$

$PR_3 = \lambda \ P_3$

$PR_4 = \lambda \ P_4$

$PR_5 = \lambda \ P_5$

Langkah 3 Buat permukaan interaksi desain dan cek kekuatan batang komposit

Langkah terakhir dalam Prosedur Metode 2 adalah mereduksi semua titik dengan faktor reduksi kapasitas atau faktor keamanan yang sesuai.

DFBK

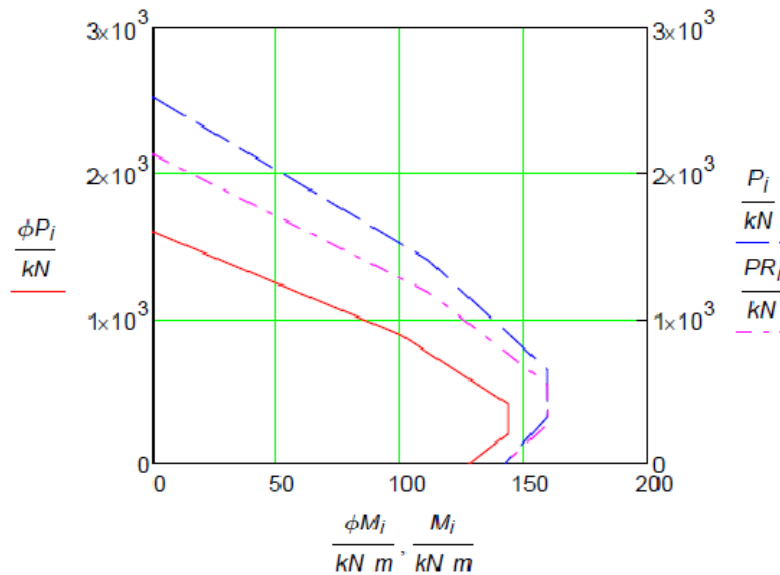
Kekuatan Tekan Desain

$\phi_c = 0{,}75$

$\phi P_1 = \phi_c \ PR_1$ $\quad \phi P_2 = \phi_c \ PR_2$ $\quad \phi P_3 = \phi_c \ PR_3$ $\quad \phi P_4 = \phi_c \ PR_4$ $\quad \phi P5 = \phi_c \ PR_5$

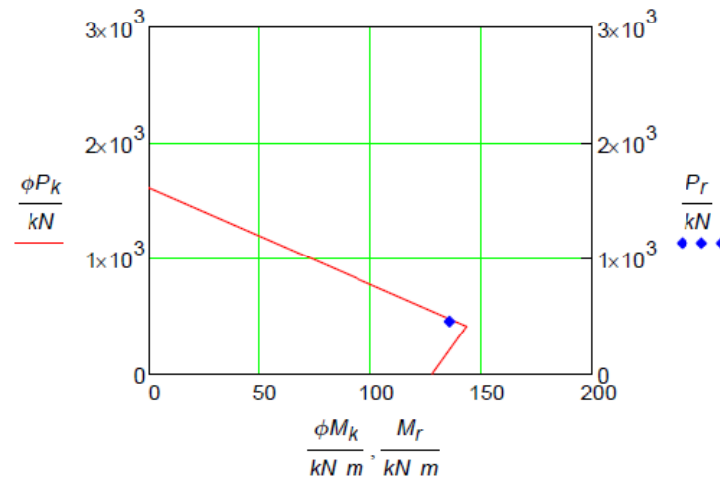
Kekuatan Lentur Desain

$\phi_b = 0{,}9$

$\phi M_1 = \phi_b \ M_1$ $\quad \phi M_2 = \phi_b \ M_2$ $\quad \phi M_3 = \phi_b \ M_3$ $\quad \phi M_4 = \phi_b \ M_4$ $\quad \phi M_5 = \phi_b \ M_5$

Dengan mengeplot besar P_r dan M_r ke dalam kurva interaksi desain yang diperoleh dari kombinasi pembebanan yang kristis, bisa dilihat bahwa (M_r,P_r) ada di dalam kurva, berarti batang komposit mampu menahan pembebanan yang ada Metode 2 yang disederhanakan Versi sederhana dari Metode 2 adalah dengan menghapus titik D dan E dari permukaan interaksi, sehingga tinggal titik A", B",dan C".

Jadi

$\phi P_1 = \phi P_1$ $\quad \phi P_2 = \phi P_3$ $\quad \phi P_3 = \phi P_5$ $\quad \phi M_1 = \phi M_1$ $\quad \phi M_2 = \phi M_3$ $\quad \phi M_3 = \phi M_5$

$k = 1..3$

3x10^3
2x10^3
1x10^3
0
0 50 100 150 200
$\frac{\phi P_k}{kN}$
$\frac{P_r}{kN}$
$\frac{\phi M_k}{kN\ m}, \frac{M_r}{kN\ m}$

Dengan mereduksi jumlah titik interaksi, harus dilakukan kontrol interaksi bilinier yang didefinisikan AISC Specification Commentary Equations C-I5-1a dan C-I5-1b.

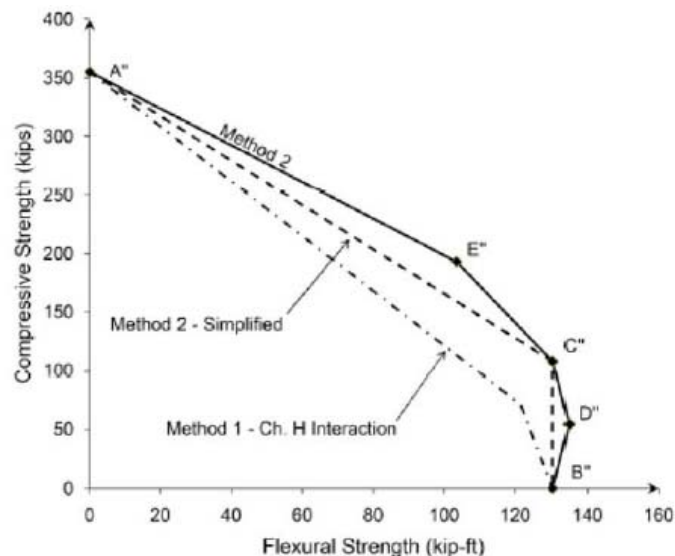
DFBK

P_r = 450 kN > ϕP_2 = 407,146 kN

Gunakan persamaan C-I5-1b

$rasio = \dfrac{P_r - \phi P_2}{\phi P_1 - \phi P_2} + \dfrac{M_r}{M_2}$ = 1,256 $rasio_{LRFD}$ = 1,129

Perbandingan antara Metode

Menurut Metode 1 yang menggunakan persamaan interaksi Bab H SNI 1729, batang komposit tidak kuat, tetapi kuat menurut Metode 2 dan Metode 2 penyederhanaan. Perbandingan antara metode dengan mudah dilihat jika kurva desain masing masing metode diperlihatkan dalam satu grafik seperti gambar di bawah ini.

Dari gambar bisa dilihat, kondisi konservatif dari penggunaan Bab H SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural*. Metode 2 memberikan nilai kekuatan yang tertinggi, walaupun demikian, Metode 2-yang disederhanakan representasi yang baik dari kurva desain lengkap.

Kekuatan Geser yang tersedia

SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Pasal I4.1 memberikan 3 metode untuk menghitung kekuatan geser yang tersedia dari batang komposit ini: kekuatan geser yang tersedia dari penampang baja sendiri sesuai Pasal G SNI 1729, kekuatan geser tersedia dari beton bertulang sendiri sesuai SNI 2847 atau kekuatan geser yang tersedia dari penampang baja plus tulangan dengan mengabaikan kontribusi dari beton.

Kekuatan Geser Penampang baja yang tersedia

Dari SNI 1729 Pasal G5, kekuatan geser nominal V_n, dari batang PSB komposit, dihitung dengan menggunakan Pasal G2.1(b) dengan k_v = 5.

$h = H - 3\,t = 222{,}1$ mm $\qquad \dfrac{h}{t} = 23{,}882 \qquad k_v = 5$

$A_w = 2\,h\,t = 4{,}131 \times 10^3$ mm^2

Koefisien badan, C_v berdasarkan kelangsingan, h/t_w

$$\frac{h}{t} = 23{,}882 \quad < \quad 1{,}1\sqrt{k_v\left(\frac{E}{F_y}\right)} = 69{,}57$$

Gunakan SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Persamaan G2-3

$C_v = 1$ Persamaan G2-3

Kekuatan Geser nominal dihitung sebagai:

$V_n = 0{,}6\,F_y\,A_w\,C_v = 619{,}659$ kN Persamaan G2-1 SNI 1729

DFBK

$\phi_v = 0{,}9 \qquad rasio = \dfrac{V_r}{\phi_v V_n} = 0{,}143 \qquad$ o.k.

DKI

$\Omega_v = 1{,}67 \qquad rasio = \dfrac{V_a}{\dfrac{V_n}{\Omega_v}} = 0{,}124 \qquad$ o.k.

Kekuatan Geser beton bertulang yang tersedia

Batang komposit tidak memiliki tulangan, oleh karena itu perhitungan geser untuk beton bertulang tidak tepat untuk kasus ini, kekuatan geser desain untuk beton tanpa tulangan dengan menggunakan Pasal 22 SNI 2847 dihitung sebagai berikut:

$\phi = 0{,}6$ untuk beton tanpa tulangan dari SNI 2847 Pasal 9.3.5

$\lambda = 1$ untuk beton normal dari SNI 2847 Pasal 8.6.1

$b_w = b$

$$V_n = \left(\frac{4}{3}\right)\lambda\sqrt{\frac{f_c'}{\text{MPa}}}\,b_w\,h\ \text{MPa}$$ SNI 2847 Persamaan 22-9

$\phi\,V_n = 116{,}736$ kN

$rasio = \dfrac{V_r}{\phi V_n} = 0{,}685$ o.k.

Bisa dilihat dari perhitungan ini, ketahanan terhadap geser dari beton tanpa tulangan itu kecil dan kuat geser dari baja sendirian saja mampu menahan gaya geser.

Alokasi gaya dan Transfer Beban

Perhitungan transfer beban akibat gaya aksial harus dilakukan sesuai SNI 1729 Pasal I6. Aplikasi spesifik dari provisi transfer beban tergantung konfigurasi dan detailing dari elemen yang bersambungan.

CONTOH I.5 KOLOM BOKS KOMPOSIT TERISI BETON DENGAN ELEMEN LANGSING

Kontrol apakah batang komposit dengan panjang 4 m seperti yang diperlihatkan pada gambar mampu menahan gaya tekan, geser dan momen hasil Analisis Langsung dari SNI 1729 Pasal C untuk kombinasi pembebanan yang kritis sesuai SNI 1727, *Beban minimum untuk perancangan bangunan gedung dan struktur lain*.

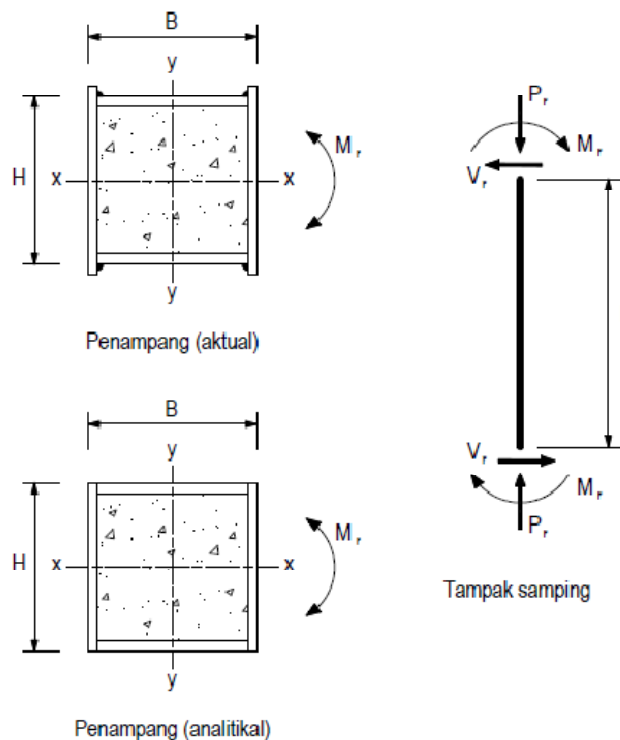
Mutu beton $f_c^{'}$ = 35 MPa sedang Profil PSB F_y = 250 MPa

$f_c^{'}$ = 35 MPa $\quad$ F_y = 250 MPa $\quad$ F_u = 410 MPa $\quad$ E = 200 000 MPa

$$E_c = 4\,700\sqrt{\frac{f_c^{'}}{\text{MPa}}}\ \text{MPa} = 27\,805{,}575\ \text{MPa} \qquad L = 6\ \text{m}$$

Penampang (aktual)

Penampang (analitikal)

Tampak samping

P_r = 6 000 kN $\quad$ P_a = 4 500 kN

M_r = 760 kN m $\quad$ M_a = 500 kN m

V_r = 167 kN $\quad$ V_a = 96 kN

Dicoba data profil

Untuk mempermudah perhitungan, kontribusi dari pelat yang menonjol kekuatan batang diabaikan, sebagaimana diperlihatkan pada penampang analitis.

Tebal pelat percobaan $\quad$ t = 10 mm

Harap dicatat, reduksi tebal dinding desain SNI 1729 Pasal B4.2 berlaku hanya untuk PSB yang dilas listrik dan tidak berlaku untuk penampang tersusun seperti dalam kasus ini.

H = 750 mm $\qquad h_i = H - 2\,t$ = 730 mm

B = 750 mm $\qquad b_i = B - 2\,t$ = 730 mm

$A_s = 2\,H\,t + 2\,b_i\,t = 2{,}96 \times 10^4$ mm^2 $\qquad A_c = h_i\,b_i = 5{,}329 \times 10^5$ mm^2

$A_g = A_s + A_c = 5{,}625 \times 10^5$ mm^2

$I_{gx} = \dfrac{B\,H^3}{12} = 2{,}637 \times 10^{10}$ mm^4 $\qquad I_{cx} = \dfrac{b_i\,h_i^3}{12} = 2{,}367 \times 10^{10}$ mm^4

$I_{sx} = I_{gx} - I_{cx} = 2{,}702 \times 10^9$ mm^4

Batasan SNI 1729 Pasal I1.3 dan I2.2a

(1) Mutu beton: 20 MPa < f_c' < 68.95 MPa

f_c' = 35 MPa o.k.

(2) Tegangan leleh baja struktur: F_y < 517 MPa

F_y = 250 MPa

(3) Luas penampang profil: $A_s > 0{,}01\,A_g$

$A_s = 2{,}96 \times 10^4$ mm^2 > $0{,}01\,A_g = 5{,}625 \times 10^3$ mm^2

Klasifikasi penampang untuk tekuk lokal

Klasifikasi penampang terhadap persyaratan tekuk lokal dilakukan sesuai SNI 1729 Tabel I1.1A untuk tekan dan Tabel I1.1B untuk lentur. Sebagaimana dicatat dalam SNI 1729 Pasal I1.4, definisi lebar, tinggi dan tebal yang digunakan dalam evaluasi kelangsingan tercantum dalam Tabel B4.1a dan B4.1b.

Untuk kolom bentuk boks, lebar dari elemen tekan yang diperkaku yang digunakan untuk kontrol kelangsingan, b dan h adalah sama dengan jarak bersih antara dinding kolom, b_i, h_i. rasio kelangsingan dihitung sebagai berikut

$$\lambda = max\left(\frac{b_i}{t},\frac{h_i}{t}\right) = 73$$

Klasifikasi penampang untuk tekuk lokal di elemen baja yang mengalami gaya aksial tekan dari SNI 1729 Tabel I1.1A:

$\lambda_p = 2{,}26\sqrt{\dfrac{E}{F_y}} = 63{,}922$ $\qquad \lambda_r = 3\sqrt{\dfrac{E}{F_y}} = 84{,}853$ $\qquad \lambda_{max} = 5\sqrt{\dfrac{E}{F_y}} = 141{,}421$

Karena $\lambda_p < \lambda < \lambda_r$, penampang nonkompak

Kekuatan Tekan yang tersedia

Kekuatan tekan untuk batang komposit terisi beton nonkompak dihitung sesuai SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Pasal I2.2b(b).

C_2 = 0,85 untuk penampang pesegi

A_{sr} = 0 mm^2 I_{sr} = 0 mm^2

$$P_p = F_y A_s + C_2 f_c' \left(A_c + A_{sr} \frac{E}{E_c} \right) = 2{,}325 \times 10^4 \text{ kN} \qquad \text{(SNI 1729 Persamaan I2-9b)}$$

$$P_y = F_y A_s + 0{,}7 f_c' \left(A_c + A_{sr} \frac{E}{E_c} \right) = 2{,}046 \times 10^4 \text{ kN} \qquad \text{(SNI 1729 Persamaan I2-9d)}$$

$$P_{no} = P_p - \frac{P_p - P_y}{\left(\lambda_r - \lambda_p\right)^2} \left(\lambda - \lambda_p\right)^2 = 2{,}273 \times 10^4 \text{ kN} \qquad \text{(SNI Persamaan I2-9c)}$$

P_{no} = 22 727,52924 kN

$$C_3 = min\left[0{,}6 + 2\left(\frac{A_s}{A_c + A_s}\right), 0.9\right] = 0{,}705$$

$EI_{eff} = E\, I_{sx} + E\, I_{sr} + C_3\, E_c\, I_{cx}$ = 1,004 x 10^6 kN m^2

$$P_e = \frac{\pi^2 \left(EI_{eff}\right)}{\left(1{,}0\, L\right)^2} = 2{,}754 \times 10^5 \text{ kN} \qquad \text{(SNI 1729 Peramaans I2- 5)}$$

$$\frac{P_{no}}{P_e} = 0{,}083 \quad < \; 2{,}25$$

Oleh karena itu, menurut SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Persamaan I2-2

$$P_n = P_{no}\left(0{,}658^{\frac{P_{no}}{P_e}}\right) = 21\,955{,}84355 \text{ kN} \qquad \text{(SNI 1729 Persamaan I2-2)}$$

Menurut SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Pasal I2.2b, kekuatan tekan tidak lebih kecil dari pada kekuatan tekan untuk penampang baja saja sebagaimana ditentukan di SNI 1729 Pasal E, di kasus ini kekuatan tekan baja lebih kecil.

ϕ_c = 0,75 $\phi_c P_n$ = 1,647 x 10^4 kN

Ω_c = 2 $\dfrac{P_n}{\Omega_c}$ = 1,098 x 10^4 kN

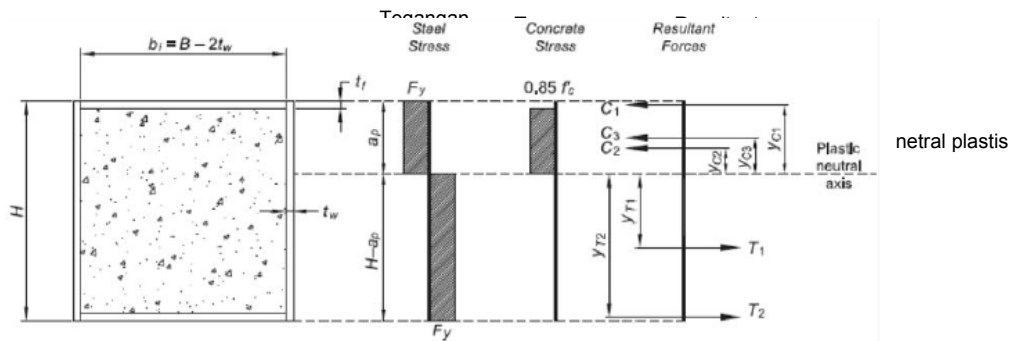
Kekuatan Lentur yang tersedia

Kekuatan lentur dari batang komposit terisi beton nonkompak ditentukan sesuai SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Pasal I3.4b(b):

$$M_n = M_p - \left(M_p - M_y\right)\frac{\left(\lambda - \lambda_p\right)}{\left(\lambda_r - \lambda_p\right)} \qquad \text{(SNI 1729 Persamaan I3-3b)}$$

Untuk menggunakan Persamaan tersebut di atas, Momen plastis dan momen leleh penampang harus dihitung terlebih dahulu.

Momen Plastis

Langkah pertama untuk menghitung kekuatan lentur tersedia dari suatu penampang nonkompak adalah dengan menghitung momen terhadap distribusi tegangan plastis yang bekerja di penampang komposit. Konsep ini diperlihatkan secara grafis pada gambar di bawah ini sesuai AISC Specification Commentary Figure C-I3.7(a) dan mengikuiti distribusi gaya pada gambar di bawah ini.

Blok tegangan momen plastis dan distribusi gaya

Komponen	Gaya	Lengan Momen
Gaya tekan pada sayap baja	$C_1 = b_i\, t_f\, F_y$	$y_{c1} = a_p - \frac{t_f}{2}$
Gaya tekan pada beton	$C_2 = 0{,}85\, f_c^{'}\left(a_p - t_f\right) b_i$	$y_{c2} = \frac{a_p - t_f}{2}$
Gaya tekan pada badan baja	$C_3 = a_p\, 2\, t_w\, F_y$	$y_{c3} = \frac{a_p}{2}$
Gaya tarik pada badan baja	$T_1 = \left(H - a_p\right) 2\, t_w\, F_y$	$y_{r1} = \frac{H - a_p}{2}$
Gaya tarik pada sayap baja	$T_2 = b_i\, t_f\, F_y$	$y_{r2} = H - a_p - \frac{t_f}{2}$

dengan:

$$a_p = \frac{2\, F_y\, H\, t_w + 0{,}85\, f_c^{'}\, b_i\, t_f}{4\, t_w\, F_y + 0{,}85\, f_c^{'}\, b_i}$$

$$M_p = \sum \left(\text{gaya}\right)\left(\text{lengan momen}\right)$$

$t_w = t \qquad t_f = t$

$$a_p = \frac{2F_y\, H\, t_w + 0{,}85\, f_c^{'}\, t_f\, b_i}{4\, t_w\, F_y + 0{,}85\, f_c^{'}\, b_i} = 125{,}078 \text{ mm}$$

$C_1 = b_i\, t_f\, F_y = 1{,}825 \times 10^3$ kN $\qquad y_{c1} = a_p - \frac{t_f}{2} = 120{,}078$ mm

$C_2 = 0{,}85\, f_c^{'} \left(a_p - t_f\right) b_i = 2{,}499 \times 10^3$ kN $\qquad y_{c2} = \frac{a_p - t_f}{2} = 57{,}539$ mm

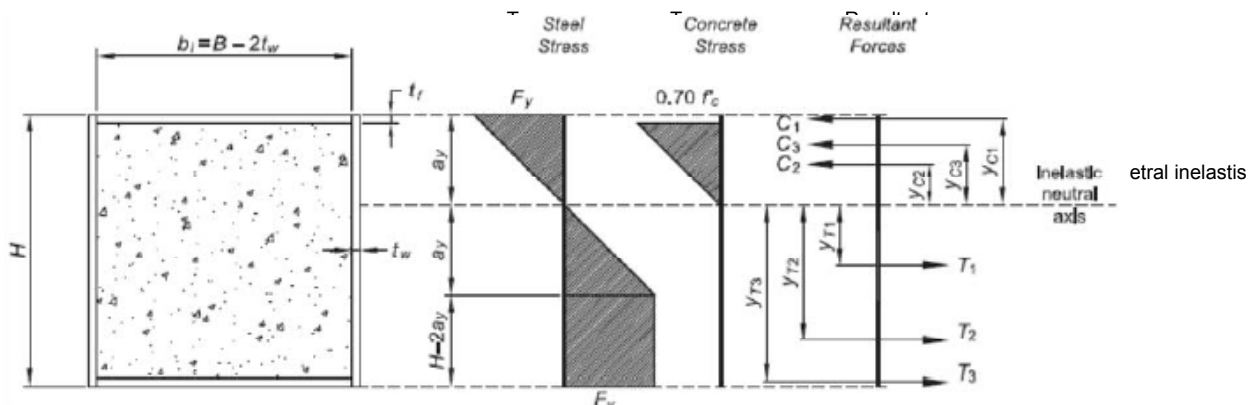
$C_3 = a_p\, 2\, t_w\, F_y = 625{,}392$ kN $\qquad y_{c3} = \frac{a_p}{2} = 62{,}539$ mm

$T_1 = (H - a_p)\, 2\, t_w\, F_y = 3{,}125 \times 10^3$ kN $\qquad y_{t1} = \frac{H - a_p}{2} = 312{,}461$ mm

$T_2 = b_i\, t_f\, F_y = 1{,}825 \times 10^3$ kN $\qquad y_{t2} = H - a_p - \frac{t_f}{2} = 619{,}922$ mm

$$M_p = \sum_{i=1}^{3} \left(C_i\, y_{ci}\right) + \sum_{i=1}^{2} \left(T_i\, y_{ti}\right) = 2509{,}73187 \text{ kN m}$$

Kekuatan Momen Leleh

Langkah berikutnya dalam menentukan kekuatan lentur tersedia dari batang komposit terisi beton nonkompak adalah menghitung kekuatan momen leleh. Momen leleh sebagaimana didefinisikan dalam SNI 1729 Pasal I3.4b(b) adalah momen dengan kelelehan pertama terjadi pada sayap tekan dihitung dengan menggunakan distribusi tegangan elastik linier dengan tegangan tekan beton maksimum adalah $0{,}7\, f_c^{'}$. Konsep ini diperlihatkan secara diagram dalam AISC *Specification Commentary Figure* C-I3.7(b) dan diperlihatkan pada gambar di bawah ini.

Blok tegangan momen leleh dan distribusi gaya

Komponen	Gaya	Lengan Momen
Gaya tekan pada sayap baja	$C_1 = b_i\ t_f\ F_y$	$y_{c1} = a_y - \frac{t_f}{2}$
Gaya tekan pada beton	$C_2 = 0{,}35\ f_c^{'}\left(a_y - t_f\right)b_i$	$y_{c2} = \frac{2\left(a_y - t_f\right)}{3}$
Gaya tekan pada badan baja	$C_3 = a_y\ 2\ t_w\ 0{,}5\ F_y$	$y_{c3} = \frac{a_y}{3}$
Gaya tarik pada badan baja	$T_1 = a_y\ 2\ t_w\ 0{,}5\ F_y$ $T_2 = \left(H - a_y\right)2\ t_w\ F_y$	$y_{r1} = \frac{2a_y}{3}$ $y_{r2} = \frac{H}{2}$
Gaya tarik pada sayap baja	$T_3 = b_i\ t_f\ F_y$	$y_{r3} = H - a_y - \frac{t_f}{2}$
dengan: $a_y = \frac{2\ F_y\ H\ t_w + 0{,}35\ f_c^{'}\ b_i\ t_f}{4\ t_w\ F_y + 0{,}35\ f_c^{'}\ b_i}$ $M_p = \sum\left(\text{gaya}\right)\left(\text{lengan momen}\right)$		

$$a_y = \frac{2\ F_y\ H\ t_w + 0{,}35\ f_c^{'}\ b_i\ t_f}{4\ t_w\ F_y + 0{,}35\ f_c^{'}\ b_i} = 202{,}688 \text{ mm}$$

$C_1 = b_i\ t_f\ F_y = 1{,}825 \times 10^3$ kN $\qquad y_{c1} = a_y - \frac{t_f}{2} = 197{,}688$ mm

$C_2 = 0{,}35\ f_c^{'}\ (a_y - t_f)\ b_i = 1{,}723 \times 10^3$ kN $\qquad y_{c2} = \frac{2\left(a_y - t_f\right)}{3} = 128{,}459$ mm

$C_3 = a_y\ 2\ t_w\ 0{,}5\ F_y = 506{,}721$ kN $\qquad y_{c3} = \frac{2\ a_y}{3} = 135{,}126$ mm

$T_1 = a_y\ 2\ t_w\ 0{,}5\ F_y = 506{,}721$ kN $\qquad y_{t1} = \frac{2\ a_y}{3} = 135{,}126$ mm

$T_2 = (H - 2\ a_y)\ 2\ t_w\ F_y = 1{,}723 \times 10^3$ kN $\qquad y_{t2} = \frac{H}{2} = 0{,}375$ m

$T_3 = b_i\ t_f\ F_y = 1{,}825 \times 10^3$ kN $\qquad y_{t3} = H - a_y - \frac{t_f}{2} = 542{,}312$ mm

$$M_y = \sum_{i=1}^{3}\left(C_i\, y_{ci}\right) + \sum_{i=1}^{3}\left(T_i\, y_{ti}\right) = 2\ 393{,}1666 \text{ kN m}$$

Sekarang M_p dan M_y telah dihitung, Persamaan I3-3b bisa digunakan bersama-sama dengan kelangsingan lentur yang telah dihitung sebelumnya untuk menghitung kekuatan lentur penampang komposit sebagai berikut:

$$M_n = M_p - (M_p - M_y)\frac{(\lambda - \lambda_p)}{(\lambda_r - \lambda_p)}$$ = 2 459,17724 kN m (SNI 1729 Persamaan I3-3b)

ϕ_b = 0,9 $\phi M_n = \phi_b M_n$ = 2 213,25951 kN m

Ω_b = 1,67 $\frac{M_n}{\Omega_b}$ = 1472,56122 kN m

Interaksi Lentur dan Tekan

DFBK

P_r = 6 000 kN

M_r = 760 kN m

$P_c = \phi_c P_n$ = 1,647 x 10^4 kN

$M_c = \phi M_n$ = 2,213 x 10^3 kN m

$\frac{P_r}{P_c}$ = 0,364 > 0,2

$rasio_{LRFD} = \frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9}\left(\frac{M_r}{M_c}\right)$ = 0,67

DKI

P_a = 4 500 kN

M_a = 500 kN m

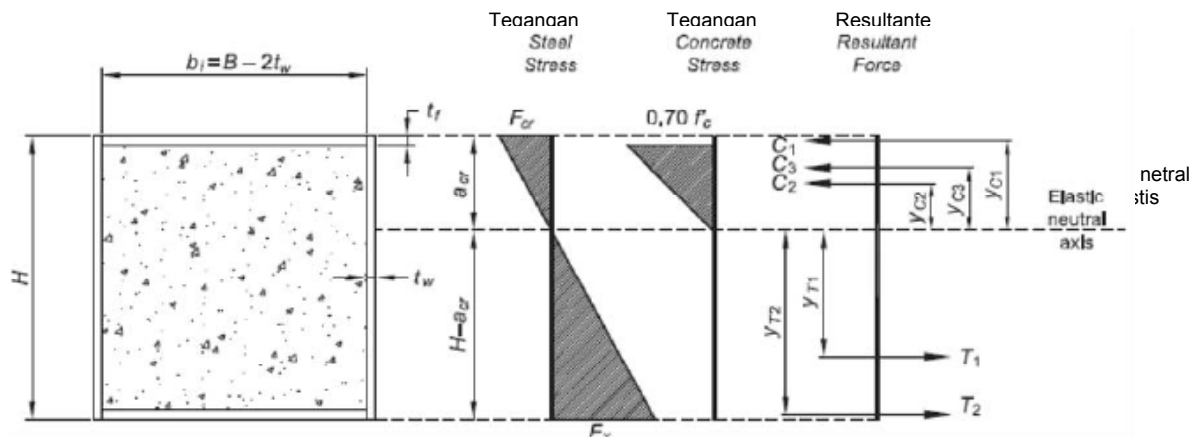
$P_c = \frac{P_n}{\Omega_c}$ = 1,098 x 10^4 kN

$M_c = \frac{M_n}{\Omega_b}$ = 1,473 x 10^3 kN m

$\frac{P_a}{P_c}$ = 0,41 > 0,2

$rasio_{ASD} = \frac{P_a}{P_c} + \frac{8}{9}\left(\frac{M_a}{M_c}\right)$ = 0,712

Catatan Kekuatan Lentur untuk batang komposit terisi beton dengan penampang yang langsing harus dihitung sesuai SNI 1729 Pasal I3.4b(c). Kekuatan lentur nominal ditentukan sebagai momen leleh pertama, M_{cr}, yaitu momen dengan tegangan sayap tekan F_{cr} menggunakan distribusi tegangan elastik linier yang memiliki tegangan tekan maksimum

beton $0{,}7 f_c'$. Konsep ini diperlihatkan secara diagram dalam AISC Specification Figure C-I3.7(c) dengan distribusi seperti pada gambar di bawah:

Blok tegangan momen leleh pertama dan distribusi gaya

Tabel Persamaan Momen Plastis		
Komponen	**Gaya**	**Lengan Momen**
Tekan pada sayap baja	$C_1 = b_i\ t_f\ F_y$	$y_{c1} = a_p - \frac{t_f}{2}$
Tekan pada beton	$C_2 = 0{,}85 f_c' \left(a_p - t_f\right) b_i$	$y_{c2} = \frac{a_p - t_f}{2}$
Tekan pada badan baja	$C_3 = a_p\ 2t_w\ F_y$	$y_{c3} = \frac{a_p}{2}$
Tarik pada badan baja	$T_1 = \left(H - a_p\right) 2\ t_w\ F_y$	$y_{T1} = \frac{H - a_p}{2}$
Tarik pada sayap baja	$T_2 = b_i\ t_f\ F_y$	$y_{T2} = H - a_p - \frac{t_f}{2}$
dengan: $a_y = \frac{2\ F_y\ H\ t_w + 0{,}35\ f_c'\ b_i\ t_f}{4\ t_w\ F_y + 0{,}35\ f_c'\ b_i}$ $M_p = \sum \left(\text{gaya}\right)\left(\text{lengan momen}\right)$		

Dengan $\phi M_n = 0{,}9\ M_{cr}$

CONTOH I.6 KOLOM TEKAN KOMPOSIT TERISI BETON DAN PROFIL WF

Kontrol apakah batang komposit dengan panjang 4 m seperti yang diperlihatkan pada gambar mampu menahan gaya tekan P_D dan P_L dari kombinasi pembebanan yang kritis sesuai SNI 1727, *Beban minimum untuk perancangan bangunan gedung dan struktur lain*.

Mutu beton f_c' = 35 MPa sedang Profil WF F_y = 250 MPa

F_y = 250 MPa F_u = 410 MPa f_y = 400 MPa E = 200 000 MPa

f_c' = 35 MPa $E_c = 4\,700\sqrt{\dfrac{f_c'}{\text{MPa}}}$ MPa = 27 805,575 MPa L = 6 m

DATA PENAMPANG BETON

h_1 = 600 mm h_2 = 600 mm diameter tulangan d_b = 25 mm

selimut beton *cover* = 40 mm diameter sengkang d_{bs} = 10 mm

$A_{sri} = \dfrac{1}{4}\pi d_b^2$ = 490,874 mm^2 A_{sr} = 8 A_{sri} = 3 926,9908 mm^2

$A_g = h_1\, h_2$ = 3,6 x 10^5 mm^2 $I_g = \dfrac{h_1\, h_2^3}{12}$ = 1,08 x 10^{10} mm^4

DATA PENAMPANG WF 350X175x7x11

d = 350 mm b_f = 175 mm t_w = 7 mm t_f = 11 mm h = 300 mm

A_s = 6 314,2 mm^2 I_{sy} = 9,845 x 10^6 mm^4 Z_{sx} = 8,679 x 10^5 mm^3 J = 1,94 x 10^5 mm^4

$A_c = A_g - A_s - A_{sr}$ = 3,498 x 10^5 mm^2 C_w = 2,829 x 10^{11} mm^6

DATA TULANGAN

c_s = *cover* + d_{bs} + $\dfrac{d_b}{2}$ = 62,5 *mm* $\qquad e = \dfrac{h}{2} - c_s$ = 87,5 mm

$$I_{sri} = \frac{\pi d_b^4}{64} = 1{,}917 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

$$I_{sr} = 8\left(I_{sri}\right) + 6A_{sri}e^2 + 2\left(A_{sri}\right)\left(0 \text{ mm}\right) = 2{,}27 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

Momen inersia beton untuk setiap sumbu dihitung sebagai berikut:

$I_{cy} = I_g - I_{sy} - I_{sr} = 1{,}077 \times 10^{10}$ mm^4 $\qquad I_{cx} = I_{cy}$

Klasifikasi penampang terhadap tekuk lokal

Menurut SNI 1729 Pasal I1.2, efek tekuk lokal tidak perlu dipertimbangkan pada kasus batang komposit tipe ini, jadi diperlakukan sebagai penampang kompak.

Pembatasan bahan dan pendetailan

Berdasarkan Catatan Pengguna pada akhir SNI 1729 Pasal I1.1, maksud dari spesifikasi adalah untuk mengimplementasi persyaratan pendetailan nonkomposit dari SNI 2847 sehubungan dengan persyaratan spesifik komposit dari SNI 1729 Pasal I. Persyaratan pendetailan bisa di grupkan ke batas bahan yang sesuai, tulangan transversal, tulangan memanjang dan persyaratan tulangan baja struktur seperti digambarkan melalui diskusi berikut.

Batasan bahan yang tersedia dalam SNI 1729 Pasal I1.1(2) dan I1.3 sebagai berikut:

(1) Mutu beton: 20 MPa < f_c' < 68,95 MPa

f_c' = 35 MPa o.k.

(2) Tegangan leleh baja struktur: F_y < 517 MPa

F_y = 250 MPa o.k.

(3) Tegangan leleh tulangan f_y < 517 MPa

f_y = 400 MPa o.k.

Batasan tulangan transversal yang tercantum dalam SNI 1729 Pasal I1.1(3), I2.1a(2) dan SNI 2847 sebagai berikut:

(1) Ukuran dan jarak dari tulangan pengikat:

SNI meminta baik tulangan ikat atau spiral yang digunakan sebagai tulangan tranversal. Ketika digunakan sengkang ikat lateral, diameter minimum adalah 10 mm yang berjarak maksimum 300 mm pusat ke pusat atau diameter 13 mm dengan berjarak maksimum 400 mm.

digunakan d_{bs} = 10 mm dengan s = 300 mm o.k.

Harap dicatat bahwa SNI 1729 Pasal I1.1(1) secara spesifik mengabaikan persyaratan kolom komposit dari SNI 2847 Pasal 10.13, maka tidak perlu memenuhi persyaratan SNI 2847 Pasal 10.13.8 ketika mendesain kolom komposit dengan menggunakan SNI 1729 Pasal I.
Jika digunakan spiral, persyaratan SNI 2847 Pasal 7.10 dan 10.9.3 harus dipenuhi sesuai dengan Catatan Pengguna pada akhir SNI 1729 Pasal I2.1a.

(2) Pembatasan tambahan untuk ukuran sengkang pengikat

Sengkang ikat dengan diameter 13 mm atau lebih besar diperlukan bila digunakan tulangan memanjang diameter 29 mm atau lebih besar sesuai SNI 2847 Pasal 10.5.1

Digunakan sengkang ikat d_{bs} = 10 mm dengan tulangan memanjang d_b = 25 mm

(3) Jarak antara sengkang ikat seharusnya tidak melampaui 0,5 kali ukuran penampang kolom terkecil

$s_{maks} = 0,5\ min(h_1,h_2) = 300\ mm \quad < \ s_{maks},$ o.k.

(4) Selimut beton:

SNI 2847 Pasal 7.7 berisi persyaratan selimut beton. Untuk beton yang tidak berhubungan langsung dengan cuaca atau dengan tanah, selimut beton untuk sengkang ikat adalah 40 mm.

cover = 40 mm o.k.

(5) Pasang sengkang pengikat sebagai tumpuan lateral tulangan memanjang AISC Specification Commentary Section I2.1a merujuk Pasal 7 SNI 2847 untuk persyaratan sengkang ikat tranversal. Berdasarkan SNI 2847 Pasal 7.10.5.3 dan Gambar R7.10.5, sengkang ikat diperlukan untuk menumpu tulangan memanjang yang ditempatkan lebih dari 150 mm jarak bersih pada masing masing sisi dari tulangan yang ditumpu lateral. Untuk tulangan sudut, tumpuan secara tipikal diberikan oleh sengkang ikat keliling yang utama. Untuk tulangan di tengah, bisa digunakan sengkang pengikat bentuk miring.

Batas tulangan memanjang dan baja struktural tercantum di SNI 1729 Pasal I1.1(4), I2.1 dan SNI 2847 sebagai berikut:

(1) Rasio minimum luas baja struktural: $A_s / A_g > 0,01$

$$\frac{A_s}{A_g} = 0,018 \qquad \text{o.k.}$$

Rasio maksimum secara eksplisit untuk profil baja komposit tidak tersedia di SNI; walaupun demikian, telah dicatat di literatur sekitar 8% - 12% agar diperoleh batang komposit yang ekonomis terhadap beban gravitasi (Leon and Hajjar, 2008).

(2) Rasio tulangan memanjang minimum: $A_{sr} / A_g > 0,004$

$$\frac{A_{sr}}{A_g} = 0,0109 \qquad \text{o.k.}$$

(3) Rasio tulangan memanjang maksimum: $A_{sr} / A_g < 0,08$

$$\frac{A_{sr}}{A_g} = 0,0109 \qquad \text{o.k.}$$

Batas tulangan memanjang ini tercantum dalam SNI 2847 Pasal 10.9.1. Direkomendasikan bahwa semua tulangan memanjang, termasuk tulangan tidak menerus tidak digunakan dalam perhitungan kekuatan, jika rasio ini dimasukan karena rasio tersebut dipertimbangkan sebagai suatu batas praktis untuk mengurangi kongesti tulangan. Jika digunakan panjang lewatan, batas ini tereduksi menjadi 4% di luar daerah lokasi pemutusan tulangan.

(4) Jumlah minimum tulangan memanjang:

SNI 2847 Pasal 1.9.2 mensyaratkan jumlah minimum 4 tulangan untuk komponen persegi atau bundar dengan sengkang pengikat dan 6 tulangan untuk kolom berspiral. Tujuan untuk penampang persegi untuk memberikan minimum satu tulangan di tiap sudut, maka untuk geometris tidak teratur dengan banyak sudut perlu tulangan memanjang tambahan.

Dipasang 8 tulangan, o.k.

(5) Jarak bersih antara tulangan memanjang:

SNI 2847 Pasal 7.6.3 mensyaratkan jarak bersih antara tulangan adalah 1,5 d_b atau 37,5 mm

$$d_c = cover + d_{bs} + \frac{d_b}{2} = 62,5 \text{ mm}$$

$$h_s = \frac{h_1 - d_c}{2} = 268,75 \text{ mm}$$

$s_{min} = max(1.5\ d_b\ ,37.5 \text{ mm}) = 37,5$ mm

$s = h_s - d_b = 243,75$ mm $>$ $s_{min} = 37,5$ mm

(6) Jarak bersih antara tulangan memanjang dan inti baja:

$s_{min} = \max(1.5\ d_b, 37.5 \text{ mm}) = 37,5$ mm

Tulangan terdekat dengan profil baja adalah tulangan tengah dengan masing masing sayap.

$$s = \frac{h_2}{2} - \frac{d}{2} - \frac{d_b}{2} - 62,5 \text{ mm} = 50 \text{ mm} \quad > s_{min} = 37,5 \text{ mm, o.k.}$$

(7) Selimut beton untuk tulangan memanjang

SNI 2847 Pasal 7.7 memberikan persyaratan selimut beton minimum untuk tulangan. Persyaratan selimut beton untuk sengkang ikat kolom dan tulangan utama adalah

sama, dan selimut sengkang ikat yang telah dihitung sebelum ini bisa diterima, maka selimut beton untuk tulangan memanjang pun bisa diterima.

Gaya Tekan yang bekerja

P_D = 1 000 kN $\quad$ P_L = 3 000 kN

P_r = 1,2 P_D + 1,6 P_L = 6 000 kN $\quad$ $P_a = P_D + P_L$ = 4 000 kN

Kekuatan Tekan yang tersedia

Kekuatan Tekan Aksial Nominal tanpa mempertimbangkan efek kelangsingan, P_{no} dihitung dari SNI 1729 Pasal I2.1b:

$$P_{no} = F_y A_s + f_y A_{sr} + 0{,}85\ f'_c A_c = 13\ 554{,}6709 \text{ kN}$$

Karena panjang tak terbreis terhadap sumbu *x-x* dan *y-y* adalah sama, kolom akan tertekuk terhadap sumbu yang memiliki kekakuan komposit terkecil, EI_{eff}. Telah tercatat bahwa nilai momen inersia yang dihitung sebelumnya untuk beton dan tulangan adalah sama untuk kedua sumbu lentur, kolom akan tertekuk terhadap sumbu lemah dari profil baja. I_{cy}, I_{sy} dan I_{sry} akan digunakan untuk perhitungan efek kelangsingan menurut SNI 1729 Pasal I2.1b sebagai berikut:

$$C_1 = min\left[\left[0{,}1 + 2\left(\frac{A_s}{A_c + A_s}\right)\right], 0.3\right] = 0{,}135$$

$$EI_{eff} = E\ I_{sy} + 0{,}5\ E\ I_{sr} + C_1\ E_c\ I_{cy} = 4{,}48 \times 10^4 \text{ kN m}^2$$

$$P_e = \frac{\pi^2 E\ I_{eff}}{(1{,}0\ L)^2} = 1{,}228 \times 10^4 \text{ kN}$$

$$\frac{P_{no}}{P_e} = 1{,}104 \quad < \ 2{,}25$$

Oleh karena itu, menurut SNI 1729 Persamaan I2-2

$$P_n = P_{no}\left(0{,}658^{\frac{P_{no}}{P_e}}\right) = 8{,}54 \times 10^3 \text{ kN} \qquad \text{(SNI 1729 Persamaan I2- 2)}$$

DFBK

$\phi_c = 0{,}75$ $\quad$ $\phi_c P_n = 6{,}405 \times 10^3$ kN

$$rasio_{LRFD} = \frac{P_r}{(\phi_c\ P_n)} = 0{,}937$$

DKI

$\Omega_c = 2$ $\quad$ $\dfrac{P_n}{\Omega_c} = 4{,}27 \times 10^3$ kN

$$rasio_{ASD} = \frac{P_a}{\frac{P_n}{\Omega_c}} = 0{,}937$$

Perjanjian dalam pendetailan tipikal

Perencana dianjurkan untuk membaca AISC Design Guide 6 (Griffis, 1992) untuk diskusi tambahan dan detail tipikal dari kolom komposit jenis ini yang secara eksplisit tidak dijelaskan di contoh ini.

CONTOH I.7 KOLOM KOMPOSIT TERISI BETON DAN PROFIL WF MENAHAN TARIK

Kontrol apakah batang komposit dengan panjang 4 m seperti yang diperlihatkan pada gambar mampu menahan gaya tarik akibat P_D dan P_W dari kombinasi pembebanan yang kritis sesuai SNI Pembebanan.

Mutu beton f_c' = 35 MPa sedang Profil WF F_y = 250 MPa

F_y = 250 MPa F_u = 410 MPa f_y = 400 MPa E = 200 000 MPa

f_c' = 35 MPa $E_c = 4\,700\sqrt{\frac{f_c'}{\text{MPa}}}$ MPa = 27 805,575 MPa

DATA PENAMPANG BETON

h_1 = 600 mm h_2 = 600 mm diameter tulangan d_b = 25 mm

selimut beton *cover* = 40 mm diameter sengkang d_{bs} = 10 mm

$A_{sri} = \frac{1}{4}\pi d_b^2$ = 490,874 mm^2 A_{sr} = 8 A_{sri} = 3 926,9908 mm^2

$A_g = h_1 h_2$ = 3,6 x 10^5 mm^2 $I_g = \frac{h_1 h_2^3}{12}$ = 1,08 x 10^{10} mm^4

DATA PENAMPANG WF 350X175x7x11

d = 350 mm b_f = 175 mm t_w = 7 mm t_f = 11 mm h = 300 mm

A_s = 6314,2 mm^2 I_{sy} = 9,845 x 10^6 mm^4 Z_{sx} = 8,679 x 10^5 mm^3 J = 1,94 x 10^5 mm^4

$A_c = A_g - A_s - A_{sr}$ = 3,498 x 10^5 mm^2 C_w = 2,829 x 10^{11} mm^6

DATA TULANGAN

$c_s = cover + d_{bs} + \dfrac{d_b}{2} = 62{,}5$ mm $\qquad e = \dfrac{h}{2} - c_s = 87{,}5$ mm

$I_{sri} = \dfrac{\pi d_b^4}{64} = 1{,}917 \times 10^4 \text{ mm}^4$

$I_{sr} = 8\,(I_{sri}) + 6\,A_{sri}\,e^2 + 2\,(A_{sri})\,(0 \text{ mm}) = 2{,}27 \times 10^7 \text{ mm}^4$

Momen inersia beton untuk setiap sumbu dihitung sebagai berikut:

$I_{cy} = I_g - I_{sy} - I_{sr} = 1{,}077 \times 10^{10} \text{ mm}^4 \qquad I_{cx} = I_{cy}$

Pembatasan Pendetailan dan Bahan

Untuk pembatasan ini, bisa lihat pada Contoh I.9 untuk kasus batang komposit yang sama.
Gaya Tekan yang bekerja

P_D = - 1 000 kN (tekan) $\qquad P_W$ = 3 000 kN (tarik)

$P_r = 0{,}9\,P_D + 1{,}0\,P_W$ = 2 100 kN $\qquad P_a = 0{,}6\,(P_D + P_W)$ = 1 200 kN

Kekuatan Tarik yang tersedia

Kekuatan Tarik dihitung sesuai SNI 1729 Pasal I2.1c.

$P_n = F_y\,A_s + f_y\,A_{sr} = 3{,}149 \times 10^3$ kN (SNI 1729 Persamaan I2 - 8)

DFBK

$\phi_t = 0{,}90 \qquad \phi_t\,P_n$ = 2 834,4117 kN

$rasio_{LRFD} = \dfrac{P_r}{\phi_t\,P_n} = 0{,}741$

DKI

$\Omega_t = 1{,}67 \qquad \dfrac{P_n}{\Omega_t}$ = 1 885,8361 kN

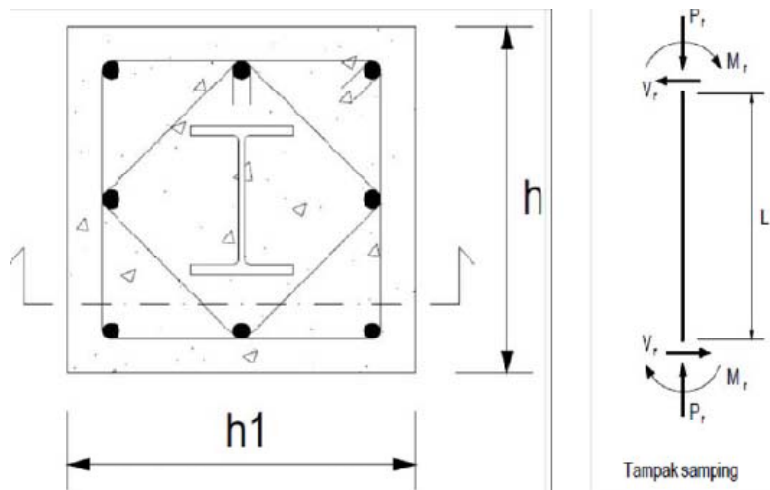
$rasio_{ASD} = \dfrac{P_a}{\dfrac{P_n}{\Omega_t}} = 0{,}636$

CONTOH I.8 BATANG KOMPOSIT WF TERBUNGKUS BETON YANG MENAHAN GAYA TEKAN, MOMEN LENTUR DAN GESER

Kontrol apakah batang komposit dengan panjang 6 m seperti yang diperlihatkan pada gambar mampu menahan gaya tekan, geser dan momen dari hasil Analisis Langsung meurut SNI 1729 Pasal C untuk kombinasi pembebanan yang kritis sesuai SNI 1727 Pembebanan.

Mutu beton $f_c^{'}$ = 35 MPa sedang Profil PSB F_y = 250 MPa

F_y = 250 MPa F_u = 410 MPa E = 200 000 MPa f_y = 400 MPa

$f_c^{'}$ = 35 MPa $E_c = 4\,700\sqrt{\dfrac{f_c^{'}}{\text{MPa}}}$ MPa = 27 805,575 MPa L = 6 m

P_r = 5 507 kN P_a = 4 387 kN

M_r = 135,9 kN m M_a = 103 kN m

V_r = 326 kN V_a = 250 kN

DATA PENAMPANG BETON

h_1 = 600 mm h_2 = 600 mm diameter tulangan d_b = 25 mm

selimut beton *cover* = 40 *mm* diameter sengkang d_{bs} = 10 mm

$A_{sri} = \dfrac{1}{4}\pi d_b^2$ = 490,874 mm^2 A_{sr} = 8 A_{sri} = 3 926,9908 mm^2

$A_g = h_1\, h_2$ = 3,6 x 10^5 mm^2 $I_g = \dfrac{h_1\, h_2^3}{12}$ = 1,08 x 10^{10} mm^4

DATA PENAMPANG WF 350X175x7x11

d = 350 mm b_f = 175 mm t_w = 7 mm t_f = 11 mm h = 300 mm

A_s = 6 314,2 mm^2 I_{sy} = 9,845 x 10^6 mm^4 Z_{sx} = 8,679 x 10^5 mm^3

S_{sx} = 7,748 x 10^5 mm^3 S_{sy} = 1,125 x 10^5 mm^3 J = 1,94 x 10^5 mm^4

$A_c = A_g - A_s - A_{sr}$ = 3,498 x 10^5 mm^2 C_w = 2,829 x 10^{11} mm^6

DATA TULANGAN

$c_s = cover + d_{bs} + \dfrac{d_b}{2}$ = 62,5 mm $e = \dfrac{h}{2} - c_s$ = 87,5 mm

$I_{sri} = \dfrac{\pi d_b^4}{64}$ = 1,917 x 10^4 mm^4

$I_{sr} = 8\,(I_{sri}) + 6\,A_{sri}\,e^2 + 2\,(A_{sri})$ (0 mm) = 2,27 x 10^7 mm^4

Luas dari tulangan yang terletak di garis sumbu penampang komposit, A_{srs}, dihitung sebagai berikut:

$A_{srs} = 2(A_{sri})$ = 981,748 mm^2

Untuk penampang ini, A_{srs} adalah sama terhadap sumbu *x-x* atau *y-y.*

Momen inersia beton untuk setiap sumbu dihitung sebagai berikut:

$I_{cy} = I_g - I_{sy} - I_{sr}$ = 1,077 x 10^{10} mm^4 $I_{cx} = I_{cy}$

Klasifikasi penampang terhadap tekuk lokal

Sesuai dengan SNI 1729 Pasal I1.2, efek tekuk lokal tidak perlu dipertimbangkan untuk batang komposit terbungkus beton, maka semua penampang komposit yang terbungkus beton diperlakukan sebagai penampang kompak untuk perhitungan kekuatan.

Batasan Bahan dan Pendetailan

Bisa dilihat pada Contoh I.9 tentang kontrol pembatasan pendetailan dan bahan.

Interaksi gaya aksial dan lentur

Interaksi antara gaya aksial dan lentur pada batang komposit diatur oleh SNI 1729 Pasal I5, yang untuk batang kompak, mengijinkan digunakannya metode kompatibilitas regangan atau metode distribusi tegangan plastis.

Metode kompatibilitas regangan adalah pendekatan yang umum yang memperbolehkan pembentukan diagram interaksi berdasarkan konsep yang sama seperti pada desain beton bertulang. Penerapan metode kompatibilitas regangan diperlukan untuk penampang tidak teratur atau nonsimetris, dan aplikasi umumnya bisa dilihat dalam buku teks beton bertulang dan tidak akan didiskusikan lagi disini.

Metode distribusi tegangan plastis didiskusikan dalam AISC *Specification Commentary Section* I5 yang memberikan 4 prosedur. Prosedur pertama, Metode 1, memerlukan persamaan interaksi dari Pasal H1. Metode 2, melibatkan pembentukan kurva interaksi sebagian linier dengan menggunakan persamaan kekuatan plastis yang tersedia di Gambar I-1 yang ditempatkan dibagian depan Bab I Contoh Desain. Prosedur ketiga, Metode 2-Sederhana, adalah reduksi dari kurva interaksi sebagian linier yang memperbolehkan penggunaan persamaan interaksi yang kurang konservatif dari pada yang tersedia dalam bab H. Prosedur ke empat dan Final, Metode 3, menggunakan AISC Design Guide 6 (Griffis, 1992).

Untuk contoh desain, masing-masing penerapan prosedur distribusi plastis akan ditinjau dan dibandingkan. Metode 3 tidak diperlihatkan karena tidak bisa diterapkan terhadap penampang yang sedang dipertimbangkan karena luas profil baja relatif lebih kecil dari pada batas minimum 4% luas kotor penampang komposit yang tersedia dalam SNI lama yang berdasarkan Design Guide 6.

Metode 1: Persamaan Interaksi Pasal H1

Metode paling langsung dan konservatif dari menaksir efek interaksi melalui penggunaan persamaan interaksi dari SNI 1729 Pasal H1. Perhitungan dilakukan secara eksplisit sesuai SNI 1729 Pasal I.

Kekuatan Tekan yang Tersedia

Kekuatan Tekan Aksial Nominal tanpa mempertimbangkan efek kelangsingan, P_{no} dihitung dari SNI 1729 Pasal I2.1b:

$$P_{no} = F_y A_s + f_y A_{sr} + 0,85\ f_c' A_c = 13\ 554,6709 \text{ kN}$$

Karena panjang tak terbreis terhadap sumbu *x-x* dan *y-y* adalah sama, kolom akan tertekuk terhadap sumbu yang memiliki kekakuan komposit terkecil, EI_{eff}. Telah tercatat bahwa nilai momen inersia yang dihitung sebelumnya untuk beton dan tulangan adalah sama untuk kedua sumbu lentur, kolom akan tertekuk terhadap sumbu lemah dari profil baja. I_{cy}, I_{sy} dan I_{sry} akan digunakan untuk perhitungan efek kelangsingan menurut SNI 1729 Pasal I2.1b sebagai berikut:

$$C_1 = min\left[\left[0,1+2\left(\frac{A_s}{A_c+A_s}\right)\right],0.3\right] = 0,135$$

$$EI_{eff} = E\ I_{sy} + 0,5\ E\ I_{sr} + C_1\ E_c\ I_{cy} = 4,48 \times 10^4 \text{ kN m}^2$$

$$P_e = \frac{\pi^2 E\ I_{eff}}{(1,0\ L)^2} = 1,228 \times 10^4 \text{ kN}$$

$$\frac{P_{no}}{P_e} = 1,104 \quad < \ 2,25$$

Oleh karena itu, menurut SNI 1729 Persamaan I2-2

$$P_n = P_{no}\left(0{,}658^{\frac{P_{no}}{P_e}}\right) = 8{,}54 \text{ x } 10^3 \text{ kN} \qquad \text{(SNI 1729 Persamaan I2- 2)}$$

Menghitung ϕM_n

Momen yang berkerja ditahan oleh kekuatan lentur dari penampang komposit terhadap sumbu kuat (x-x). Kekuatan penampang lentur murni dihitung menggunakan persamaan dari Gambar I-1a yang dibagian depan Pasal Contoh Desain untuk titik B. Harap dicatat bahwa perhitungan kekuatan lentur pada titik B memerlukan terlebih dahulu perhitungan kekuatan lentur pada titik D sebagai berikut:

$$Z_r = \left(A_{sr} - A_{srs}\right)\left(\frac{h_2}{2} - c_s\right) = 6{,}995 \text{ x } 10^5 \text{ mm}^3$$

$$Z_c = \frac{h_1\, h_2^2}{4} - Z_{sx} - Z_r = 5{,}243 \text{ x } 10^7 \text{ mm}^3$$

$$M_D = Z_{sx}\, F_y + Z_r\, f_y + \frac{Z_c}{2} 0{,}85\ f_c' = 1{,}277 \text{ x } 10^3 \text{ kN m}$$

Asumsi h_n di daerah sayap ($d/2 - t_f < h_n < d/2$)

$$h_n = \frac{0{,}85\, f_c'\left(A_c + A_s - d\ b_f + A_{srs}\right) - 2\, F_y\left(A_s - d\ b_f\right) - 2\, f_y\ A_{srs}}{2\left[0{,}85\, f_c'\left(h_1 - b_f\right) + 2\, F_y\ b_f\right]} = 177{,}159 \text{ mm}$$

Cek asumsi:

$$h_n = 177{,}159 \text{ mm} \quad > \quad \frac{d}{2} = 175 \text{ mm}$$

maka :

$$h_n = \frac{0{,}85\, f_c'\left(A_c + A_s + A_{srs}\right) - 2\, F_y A_s - 2\, f_y\ A_{srs}}{2 \text{ x } 0{,}85\, f_c'\ h_1} = 187{,}112 \text{ mm}$$

$$Z_{sn} = Z_{sx} = 8{,}679 \text{ x } 10^5 \text{ mm}^3$$

$$Z_{cn} = h_1\ h_n^2 - Z_{sn} = 2{,}014 \text{ x } 10^7 \text{ mm}^3$$

$$M_n = M_D - F_y Z_{sn} - \frac{0{,}85\, f_c'\ Z_{cn}}{2} = 760{,}172 \text{ kN m}$$

DFBK

ϕ_c = 0,75 ϕ_b = 0,9

$P_c = \phi_c\ P_n$ = 6,405 x 10^3 kN $M_c = \phi_b\ M_n$ = 684,155 kN m

$$\frac{P_r}{P_c} = 0{,}86 \quad > \ 0{,}2$$

$$rasio_{LRFD} = \frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9}\frac{M_r}{M_c} = 1{,}036$$

DKI

Ω_c = 1,67 P_a = 4,387 x 10^3 kN $P_c = \dfrac{P_n}{\Omega_c}$ = 5,114 x 10^3 kN

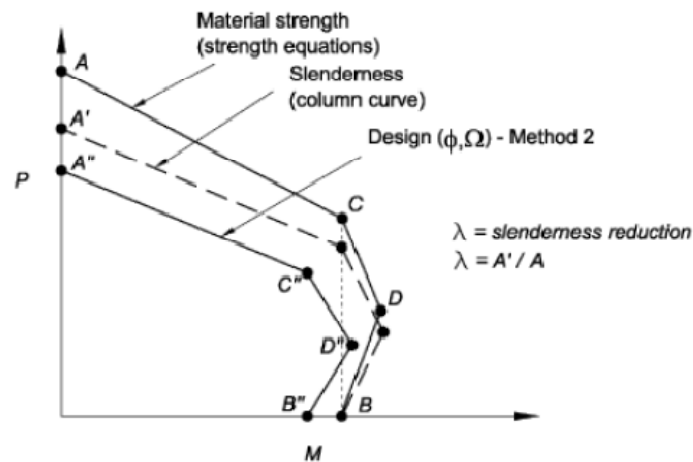
Ω_b =1,67 M_a = 103 kN m $M_c = \dfrac{M_n}{\Omega_b}$ = 455,193 kN m

$$\frac{P_a}{P_c} = 0{,}858 \quad > \ 0{,}2$$

$$rasio_{ASD} = \frac{P_a}{\frac{P_n}{\Omega_c}} + \frac{8}{9}\frac{M_a}{M_c} = 1{,}059$$

Dengan menggunakan DFBK, Metode 1 menunjukan bahwa penampang tidak kuat terhadap beban terfaktor. Perencana bisa memilih penampang baru yang memenuhi kontrol interaksi atau melakukan analisis ulang dengan menggunakan metode desain kurang konservatif seperti Metode 2. Metode ini akan dijelaskan sebagai berikut.

Metode 2: Kurva Interaksi dari Model Distribusi Platis

Prosedur untuk membuat kurva interaksi dengan menggunakan model distribusi tegangan plastis diperlihatkan dalam gambar di bawah ini (AISC Specification Commentary C-I5.2).

Gambar C-15.2 Diagram interaksi untuk balok-kolom komposit – Metode 2

Berdasarkan Gambar C.I5.2, permukaan interaksi kekuatan nominal A,B,C,D,E mula mula dihitung dengan menggunakan persamaan dari Gambar I-1a yang tercantum dalam introduksi Bab I Contoh Desain. Kurva ini mewakili kekuatan batang kolom pendek tanpa memperhitungkan efek panjang batang. Suatu faktor reduksi kelangsingan, λ, dihitung dan dipasang kesetiap titik untuk membuat permukaan A', B', C', D', E'. Kemudian ketahanan yang sesuai atau faktor keamanan diterapkan untuk membuat permukaan desain A", B", C", D", E". Akhirnya, gaya dan momen terfaktor hasil kombinasi pembebanan di plot dalam permukaan desain, dan batang bisa diterima jika semua hasil plot terletak didalam kurva desain. Langkah perhitungan akan dijelaskan detail dengan perhitungan sebagai berikut.

Langkah 1: Buat permukaan interaksi kekuatan nominal A, B, C, D, E tanpa memperhitungkan efek kelangsingan.

Dengan menggunakan persamaan-persamaan yang tersedia dalam Gambar I-1a untuk lentur terhadap sumbu *x-x* :

Titik A (gaya tekan murni)

$P_1 = F_y A_s + 0{,}85\ f_c^{'} A_c$ = 11 983,875 kN

M_1 = 0 kN m

Titik D (kekuatan momen nominal maksimum)

$P_3 = \dfrac{0{,}85\, f_c^{'}\, A_c}{2}$ = 5 202,662 kN

Z_{sx} = 8,679 x 10^5 mm^3

Z_c = 5,243 x 10^7 mm^3

$M_3 = Z_{sx}\,F_y + Z_r\,f_y + \dfrac{Z_c}{2}\,0{,}85\,f_c' \;= 1\,276{,}708$ kN m

Titik B (lentur murni)

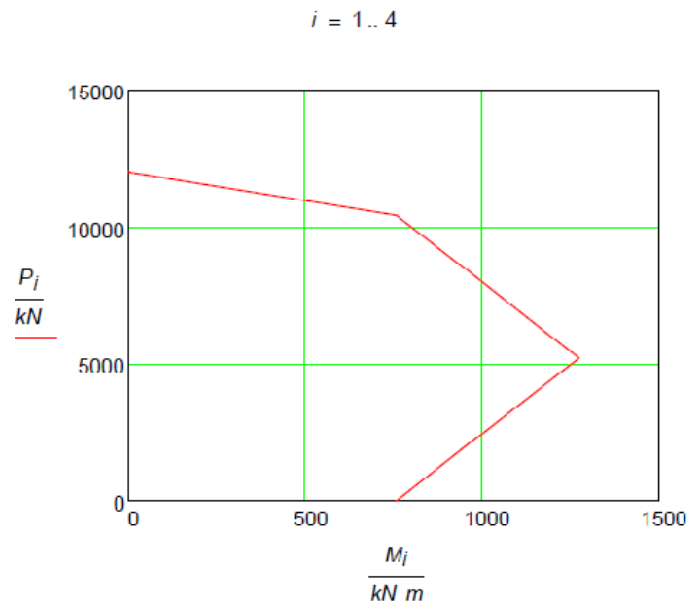
$P_4 = 0$ kN

$M_4 = M_D - F_y\,Z_{sn} - \dfrac{0{,}85\,f_c'\,Z_{cn}}{2} \;= 760{,}172\;kN\;m$

Titik C (titik antara)

$P_2 = 0{,}85\;f_c'\,A_c = 1{,}041 \times 10^4$ kN

$M_2 = M_4 = 760{,}172$ kN m

Titik yang dihitung di plot untuk membentuk permukaan interaksi kuat nominal kolom pendek.

Langkah 2: Buat permukaan kuat nominal A', B', C', D' ,E' yang memperhitungkan efek kelangsingan.

Faktor reduksi kelangsingan, λ, dihitung untuk titik A dengan menggunakan SNI 1729 Pasal I2.1 sesuai dengan *AISC Specification Commentary Section I5*

$P_{no} = P_1 = 1{,}198 \times 10^4$ kN

$$C_1 = min\left[\left[0.3, 0.1 + 2\left(\frac{A_s}{A_c + A_s}\right)\right]\right] = 0{,}135$$

$EI_{eff} = E\,I_{sy} + E\,I_{sr} + C_1\,E_c\,I_{cy} = 4{,}707 \times 10^4$ kN m^2

$$P_e = \frac{\pi^2 E\, I_{eff}}{(1{,}0\, L)^2} = 1{,}29 \times 10^4 \text{ kN}$$

$$\frac{P_{no}}{P_e} = 0{,}929 \quad < \; 2{,}25$$

$$P_n = P_{no}\left(0{,}658^{\frac{P_{no}}{P_e}}\right) = 8\;124{,}22385 \text{ kN} \qquad \text{SNI 1729 Persamaan I2-2}$$

$$\lambda = \frac{P_n}{P_{no}} = 0{,}678$$

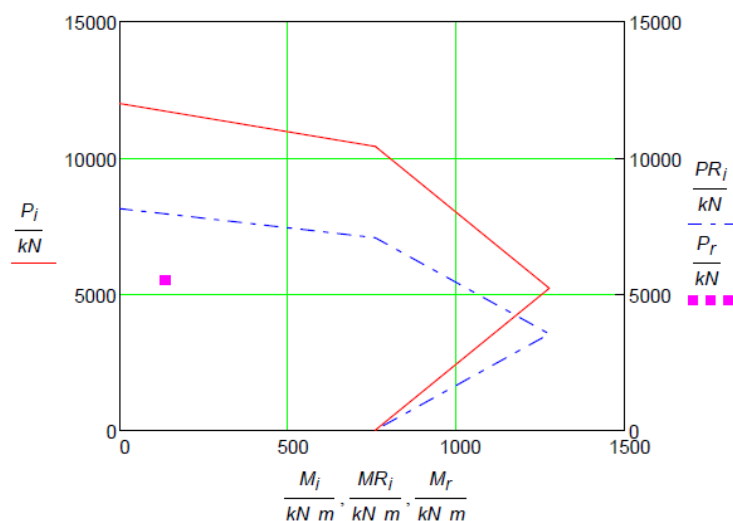
Berdasarkan *AISC Specification Commentary Section I5, reduksi kelangsingan yang sama diterapkan untuk titik-titik yang lain pada permukaan interaksi.*

$PR_1 = \lambda\; P_1 \qquad MR_1 = M_1$

$PR_2 = \lambda\; P_2 \qquad MR_2 = M_2$

$PR_3 = \lambda\; P_3 \qquad MR_3 = M_3$

$PR_4 = \lambda\; P_4 \qquad MR_4 = M_4$

Nilai kekuatan aksial yang telah dimodifikasi, diplot dengan kekuatan lentur yang telah dihitung sebelumnya untuk membentuk permukaan interaksi nominal yang menperhitungkan efek kelangsingan.

Pertimbangan efek kelangsingan menghasilkan suatu reduksi dari kurva kekuatan nominal. Pergerakan vertikal ini membentuk suatu zona tidak aman, dimana kurva kapasitas lentur kuat nominal dengan efek kelangsingan melampaui kapasitas penampang. Aplikasi ketahanan atau faktor keamanan mereduksi zona tidak aman ini sebagaimana dijelaskan di

langkah berikutnya. Walaupun demikian, perencana harus menyadari kemungkinan terjadinya ketidakamanan dalam desain dengan beban yang mendekati kapasitas lentur dari penampang. Alternatif lain, gunakan Metode 2 yang disederhanakan, yang mengeleminasi kemungkinan ini bersama-sama.

Langkah 3: Buat permukaan interaksi desain dan check kekuatan batang komposit Langkah terakhir dalam Prosedur Metode 2 adalah mereduksi semua titik dengan faktor reduksi kapasitas atau faktor keamanan yang sesuai.

DFBK

Kekuatan Tekan Desain

ϕ_c = 0,75

$Pu_1 = \phi_c \; PR_1$ $Pu_2 = \phi_c \; PR_2$ $Pu_3 = \phi_c \; PR_3$ $Pu_4 = \phi_c \; PR_4$

Kekuatan Lentur Desain

ϕ_b = 0,9

$Mu_1 = \phi_b \; M_1$ $Mu_2 = \phi_b \; M_2$ $Mu_3 = \phi_b \; M_3$ $Mu_4 = \phi_b \; M_4$

Dengan mengeplot besar P_r dan M_r ke dalam kurva interaksi desain yang diperoleh dari kombinasi pembebanan yang kristis, bisa dilihat bahwa (M_r , P_r) ada di dalam kurva, berarti batang komposit mampu menahan pembebanan yang ada.

Metode 2 yang disederhanakan

Versi sederhana dari Metode 2 adalah dengan menghapus titik D dari permukaan interaksi, sehingga tinggal titik A", B",dan C"

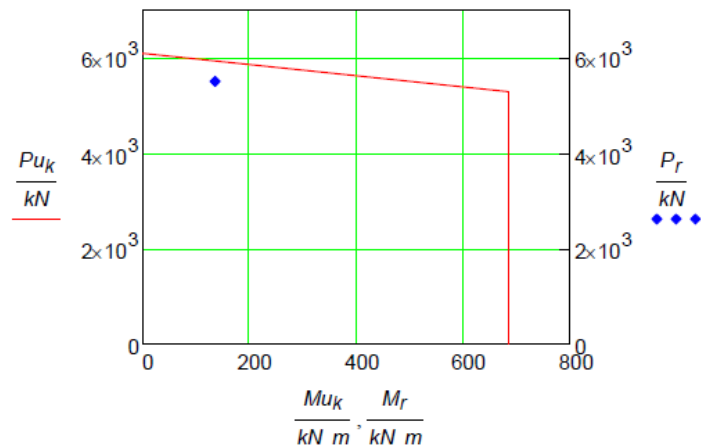
Jadi

$Pu_1 = Pu_1$ $Mu_1 = Mu_1$ Titik A

$Pu_2 = Pu_2$ $Mu_2 = Mu_2$ Titik C

$Pu_3 = Pu_4$ $Mu_3 = Mu_4$ Titik B

P_r = 5507 kN M_r = 135,9 kN m

$k = 1..3$

Dengan mereduksi jumlah titik interaksi, harus dilakukan kontrol interaksi bilinier yang didefinisikan AISC *Specification Commentary Equations* C-I5-1a dan C-I5-1b.

DFBK

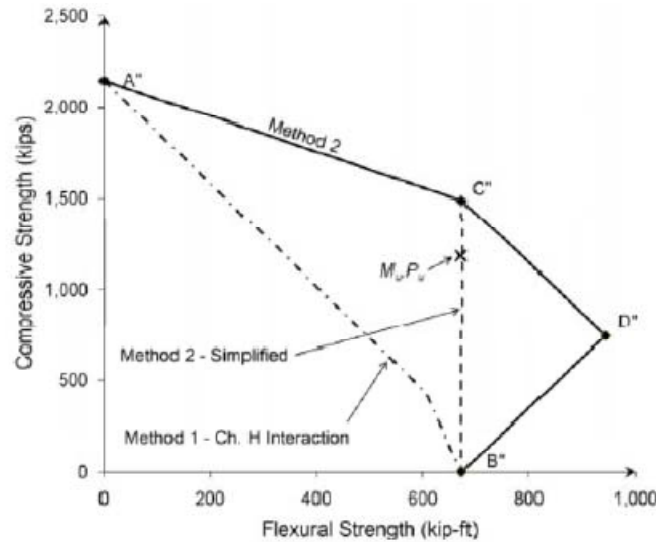
P_r = 5 507 kN > Pu_2 = 5 290,559 kN

Gunakan persamaan C-I5-1b

$$rasio_{LRFD} = \frac{P_r - Pu_2}{Pu_1 - Pu_2} + \frac{M_r}{Mu_2} = 0{,}468 \qquad rasio_{LRFD} = 0{,}468$$

Jadi batang kuat terhadap beban yang bekerja

Perbandingan antara Metode

Dari gambar di atas, terlihat konservatif bila persamaan interaksi Bab H, batang komposit tidak kuat, Metode 2 memberikan kekuatan yang tertinggi; walaupun demikian, Metode 2 penyederhanaan juga menghasilkan penampilan kurva desain yang baik. Perbandingan antara metode dengan mudah dilihat jika kurva desain masing masing metode diperlihatkan dalam satu grafik seperti gambar di bawah ini.

Gambar I.11-6 Perbandingan dari metode interaksi (DFBK)

Dari gambar bisa dilihat, kondisi konservatif dari penggunaan Bab H SNI 1729. Metode 2 memberikan nilai kekuatan yang tertinggi, walaupun demikian, Metode 2 yang disederhanakan representasi yang baik dari kurva desain lengkap.

Kekuatan Geser yang Tersedia

SNI 1729 Pasal I4.1 memberikan 3 metode untuk menghitung kekuatan geser yang tersedia dari batang komposit ini: kekuatan geser yang tersedia dari penampang baja sendiri sesuai Pasal G SNI 1729, kekuatan geser yang tersedia dari beton bertulang sendiri sesuai SNI 2847 atau kekuatan geser yang tersedia dari penampang baja plus tulangan dengan mengabaikan kontribusi dari beton.

Opsi 1 - Kekuatan Geser Penampang baja yang tersedia

Profil ini memenuhi kriteria SNI 1729 Pasal G2.1(a) sesuai dengan Catatan Pengguna pada akhir pasal. Sebagaimana diperlihatkan dalam Contoh I.9, digunakan sengkang ikat D10-300 untuk memenuhi persyaratan pendetailan dari SNI 1729. Kekuatan geser nominal V_n, dari batang komposit, dihitung sebagai berikut:

Gunakan SNI persamaan G2-3 SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural*.

$C_v = 1$ Persamaan G2-3

$A_w = d\ t_w = 2{,}45 \times 10^3\ \text{mm}^2$

Kekuatan Geser nominal dihitung sebagai:

$V_{n_steel} = 0{,}6\ F_y\ A_w\ C_v = 367{,}5\ \text{kN}$ Persamaan G2-1 SNI 1729

DFBK

$\phi_v = 1{,}0$ $rasio = \dfrac{V_r}{\phi_v V_{n_steel}} = 0{,}887$ o.k.

DKI

Ω_v = 1,5 $\qquad$ $rasio = \dfrac{V_a}{\dfrac{V_{n_steel}}{\Omega_v}}$ = 1,02 $\qquad$ o.k.

Opsi 2 - Kekuatan Geser beton bertulang yang tersedia

Batang komposit tidak memiliki tulangan, oleh karena itu perhitungan geser untuk beton bertulang tidak tepat untuk kasus ini, kuat geser desain untuk beton tanpa tulangan dengan menggunakan Pasal 22 SNI 2847 dihitung sebagai berikut:

ϕ_v = 0,75 untuk beton tanpa tulangan dari SNI 2847 Pasal 9.3.5

λ = 1 untuk beton normal dari SNI 2847 Pasal 8.6.1

$b_w = h_1$ $\qquad$ $d = h_2 - c_s$ = 537,5 mm

$$V_c = \left(\frac{1}{6}\right)\lambda\sqrt{\frac{f_c'}{\text{MPa}}}\, b_w\, d\ \text{MPa} = 317{,}989\ \text{kN}$$ SNI 2847 Persamaan 22-9

$\phi_v\, V_c$ = 238,492 kN $\qquad$ V_r = 326 kN

DFBK

$$A_v = \frac{V_r - \phi_v V_c}{\phi_v\, f_y\, d} = 0{,}543\ \text{mm}$$

$$A_{vs_min} = max\left(\frac{0{,}35\ \text{MPa}\ b_w}{f_y}, 0.062\sqrt{\frac{f_c'}{\text{MPa}}}\ \text{MPa}\ \frac{b_w}{f_y}\right) = 0{,}55\ \text{mm}$$

$$A_v = max\left(A_{vs_min}, A_v\right) = 0{,}55\ \text{mm}$$

digunakan 2@D10 $\qquad$ $A_{vs} = 2\,\dfrac{1}{4}\pi d_{bs}^2$ = 157,08 mm^2

$$s = min\left(\frac{A_{vs}}{A_v}, \frac{d}{2}\right) = 268{,}75\ \text{mm}$$ digunakan 2@D10-250

DKI

V_a = 250 kN $\qquad \Omega_v$ = 2 $\qquad A_v = \dfrac{V_a - \left(\dfrac{V_c}{\Omega_v}\right)}{\left(\dfrac{f_y d}{\Omega_v}\right)}$ = 0,847 mm

$A_v = max\left(A_{vs_min}, A_v\right)$ = 0,847 mm

digunakan 2@D10 $\qquad A_{vs} = 2\,\dfrac{1}{4}\pi d_{bs}^2$ = 157,08 mm^2

$s = min\left(\dfrac{A_{vs}}{A_v}, \dfrac{d}{2}\right)$ = 185,55 mm $\qquad$ digunakan 2@D10-180

Batas Tullangan Geser Maksimum

$V_s = \dfrac{A_{vs}\, f_y\, d}{s}$ = 182,011 kN

$V_{s_max} = \dfrac{1}{3}\sqrt{\dfrac{f_c'}{\text{MPa}}}\,\text{MPa}\; b_w\; d$ = 635,979 kN $\quad > \; V_s$

Jadi jarak antara sengkang memenuhi syarat

Opsi 3 - Menghitung Kekuatan Geser yang tersedia dari profil baja dan tulangan

Prosedur ketiga mengkombinasikan kekuatan geser dari tulangan dan profil baja dengan mengabaikan kontribusi beton. SNI 1729 Pasal I4.1(c) memberikan suatu kombinasi ketahanan dan faktor keamanan untuk prosedur ini. Harap dicatat bahwa kombinasi tahanan dan faktor keamanan lebih diutamakan dibandingkan faktor-faktor dalam Pasal G SNI 1729 yang digunakan untuk penampang baja yang dibungkus beton saja dalam opsi 1. Jumlah tulangan trasversal yang diperlukan untuk ketahanan geser dihitung sebagai berikut:

Persyaratan untuk Ketahanan Geser

Kekuatan geser nominal dari penampang baja telah dihitung:

V_{n_steel} = 367,5 kN

Persyaratan sengkang pengikat untuk ketahanan geser dihitung sesuai SNI 2847 Pasal 11 dan SNI 1729 Pasal I4.1(c), sebagai berikut:

DFBK

V_r = 326 kN

$A_v = \dfrac{V_r - \phi_v\, V_{n_steel}}{\phi_v\, f_y\, d}$ = 0,312 mm

$$A_{vs_min} = max\left(\frac{0,35\,\text{MPa}\ b_w}{f_y}, 0.062\sqrt{\frac{f_c'}{\text{MPa}}}\ \text{MPa}\ \frac{b_w}{f_y}\right) = 0,55\ \text{mm}$$

$$A_v = max\left(A_{vs_min}, A_v\right) = 0,55\ \text{mm}$$

digunakan 2@D10 $\quad A_{vs} = 2\,\frac{1}{4}\pi d_{bs}^2$ = 157,08 mm^2

$$s = min\left(\frac{A_{vs}}{A_v}, \frac{d}{2}\right) = 268,75\ \text{mm}$$

digunakan 2@D10-250

DKI

V_a = 250 kN $\quad \Omega_v = 2$

$$A_v = \frac{V_a - \left(\frac{V_{n_steel}}{\Omega_v}\right)}{\left(\frac{f_y\ d}{\Omega_v}\right)} = 0,616\ \text{mm}$$

$$A_v = max\left(A_{vs_min}, A_v\right) = 0,616\ \text{mm}$$

digunakan 2@D10 $\quad A_{vs} = 2\,\frac{1}{4}\pi d_{bs}^2$ = 157,08 mm^2

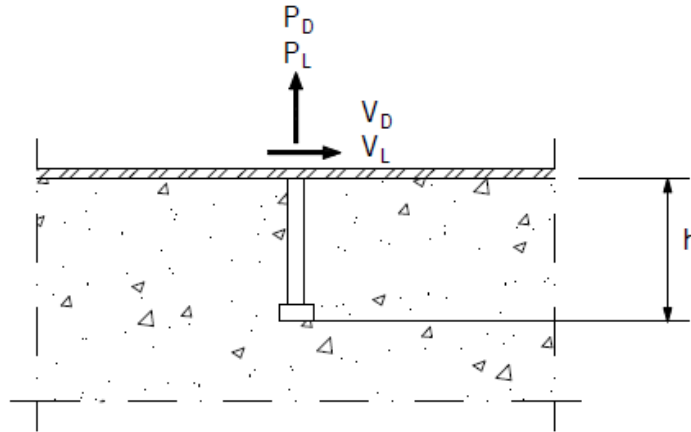
$$s = min\left(\frac{A_{vs}}{A_v}, \frac{d}{2}\right) = 254,884\ \text{mm}$$

digunakan 2@D10-250

Ringkasan dan Perbandingan dari Perhitungan Kekuatan Geser

Penggunaan penampang baja saja adalah merupakan cara yang sangat berguna untuk menghitung kekuatan geser yang tersedia dan memperbolehkan penggunaan jarak sengkang pengikat yang mungkin lebih besar dari pada tahanan geser dari SNI 2847. Ketika kekuatan penampang baja saja tidak kuat, Opsi 3 umumnya menghasilkan reduksi persyaratan tulangan geser dibandingkan Opsi 2.

CONTOH I 9 ANGKUR BAJA DI KOMPONEN KOMPOSIT

Periksa angkur berkepala paku baja Tipe B yang menahan gaya akibat beban mati dan beban hidup seperti diperlihatkan pada gambar di bawah. Angkur merupakan bagian dari suatu sistim komposit yang di desain dengan mengunakan angkur baja dalam komponen komposit sesuai SNI 1729 Pasal I8.3.

Angkur berkepala paku baja dibungkus dengan beton bertulang normal dengan $f_c' = 30$ MPa. Sesuai AWS D1.1, angkur berkepala paku baja harus dibuat dari bahan yang memenuhi persyaratan ASTM A108, tegangan tarik minimum $F_u = 450$ MPa.

Angkur ditempatkan jauh dari tepi sehingga pecahnya beton akibat geser bukan merupakan kondisi batas, dan angkur terdekat berjarak 600 mm. Beton dianggap tidak retak.

$f_c' = 30$ MPa $\qquad E_c = 4\,700\sqrt{\frac{f_c'}{\text{MPa}}}\text{MPa} = 2{,}574 \times 10^4$ MPa

$F_u = 450$ MPa $\qquad d_b = 19$ mm

$P_D = 10$ kN $\qquad P_L = 24$ kN

$V_D = 7$ kN $\qquad V_L = 18$ kN

Solusi:

SNI 1729 Pasal I8.3 memberikan rasio panjang minimum terhadap diameter untuk angkur yang mengalami geser, tarik, dan interaksi geser dan tarik untuk beton normal dan beton ringan. Rasio ini di ringkas di Catatan Pengguna pada Pasal I8.3. Untuk beton normal:

$\frac{h}{d_b} \geq 8 \qquad h = 8\,d_b = 152$ mm

Panjang ini diukur dari dasar angkur kepala paku baja sampai dengan bagian atas kepala setelah pemasangan. Berdasarkan data dari pabrik, panjang standar adalah

$h_s = \left(6\text{ in.} + \frac{3}{16}\text{ in.}\right) = 157{,}162$ mm $\qquad$ untuk mengantisipasi hilangnya sebagian dari panjang akibat terbakar waktu dipasang

Kekuatan Tarik dan Kekuatan Geser yang terjadi

DFBK

Q_{uv} = 1,2 V_D + 1,6 V_L = 37,2 kN

Q_{ut} = 1,2 P_D + 1,2 P_L = 40,8 kN

DKI

Q_{av} = V_D + V_L = 25 kN

Q_{at} = P_D + P_L = 34 kN

Kekuatan Geser yang tersedia:

Sesuai dengan soal diatas bahwa tidak ada beton yang pecah, karena itu digunakan SNI 1729 persamaan I8-3:

$A_{sa} = \frac{1}{4}\pi d_b^2$ = 283,529 mm^2 $\qquad$ ϕ_v = 0,65

Q_{nv} = F_u A_{sa} = 127,588 kN $\qquad$ (SNI persamaan I8-3)

ϕ_v Q_{nv} = 82,932 kN $\qquad$ Ω_v = 2,31 $\qquad$ $\frac{Q_{nv}}{\Omega_v}$ = 55,233 kN

Kekuatan Tarik yang tersedia

Kekuatan Tarik Nominal dari angkur kepala paku dihitung dengan menggunakan SNI 1729 Persamaan I8-4 dengan pembatasan jarak dan tepi dalam SNI 1729 Pasal I8.3b dipenuhi sebagai berikut:

(1) Jarak minimum dari pusat angkur ke tepi bebas:

1,5 h = 228 mm $\qquad$ karena tidak ada tepi bebas, ketentuan ini tidak dipakai

(2) Jarak minimum antara pusat angkur yang bersebelahan:

3 h = 456 mm $<$ 600 mm, o.k.

Persaman I8-4 digunakan sebagai berikut:

Q_{nt} = F_u A_{sa} = 127,588 kN

DFBK

ϕ_t = 0,75

ϕ_t Q_{nt} = 95,691 kN

DKI

Ω_t = 2

$\frac{Q_{nt}}{\Omega_t}$ = 63,794 kN

Interaksi dari Geser dan Tarik

Batas pendetailan pada jarak tepi dan jarak antara angkur dalam SNI 1729 Pasal I8.3c untuk interaksi tarik dan geser adalah sama seperti pembahasan sebelumnya yang dijelaskan terpisah untuk masing masing geser atau tarik sendiri.

Kontrol

DFBK

$$rasio_{LRFD} = \left(\frac{Q_{ut}}{\phi_t\, Q_{nt}}\right)^{\frac{5}{3}} + \left(\frac{Q_{uv}}{\phi_v\, Q_{nv}}\right)^{\frac{5}{3}} = 0{,}504$$

DKI

$$rasio_{ASD} = \left(\frac{Q_{at}}{\frac{Q_{nt}}{\Omega_t}}\right)^{\frac{5}{3}} + \left(\frac{Q_{av}}{\frac{Q_{nv}}{\Omega_v}}\right)^{\frac{5}{3}} = 0{,}617$$

Jadi angkur berkepala paku baja D19 kuat menerima gaya yang terjadi

Batas Penerapan

Aplikasi angkur baja dalam komponen komposit memiliki batasan yang ketat sebagaimana tertulis pada Catatan Pengguna pada awal SNI 1729 Pasal I8.3.

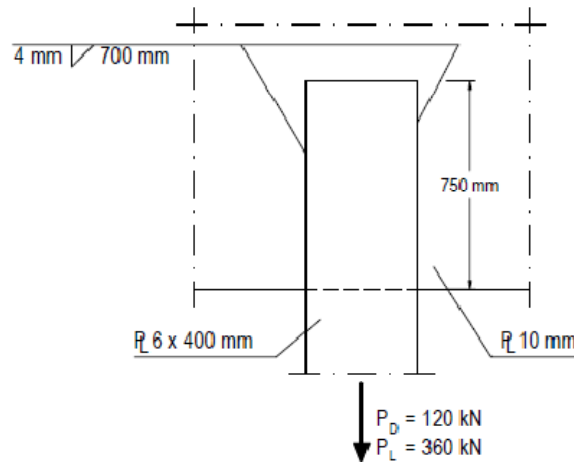
Persyaratan-persyaratan ini tidak berlaku untuk desain balok komposit tipikal juga tidak berlaku untuk konstruksi hibrid dimana baja dan beton tidak menahan beban bersama-sama seperti pada pelat yang terbenam. Contoh ini dimaksudkan hanya untuk sekedar ilustrasi perhitungan sehubungan dengan suatu angkur terisolasi dengan bagian dari sistim komposit yang sesuai.

Bab J Desain Sambungan

Bab J SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* membahas desain dan review sambungan. Fokus utama bab ini adalah desain sambungan dilas dan berbaut. Persyaratan desain untuk pengisi, splices, dasar kolom, gaya terpusat, batang angkur dan bagian-bagian berulir lainnya juga dibahas. Persyaratan khusus untuk sambungan yang memikul fatik tidak tercakup dalam bab ini.

CONTOH J.1 LAS SUDUT YANG MENGALAMI GESER LONGITUDINAL

Sebuah pelat dengan lebar 400 mm dan tebal 6 mm disambung ke pelat dengan tebal 10 mm menggunakan las sudut. Material baja F_y = 250 MPa. Elektroda las E70xx.

Periksa kekuatan sambungan tersebut

Solusi:

Properti material baja:

F_y = 250 MPa F_u = 410 MPa E = 200 000 MPa

Ukuran pelat: B_p = 400 mm t_p = 6 mm

Elektroda las: F_{EXX} = 482 MPa

Gaya tarik nominal: P_D = 120 kN P_L = 360 kN

Berdasarkan Pasal 2 SNI 1727, *Beban minimum untuk perancangan bangunan gedung dan struktur lain*, kuat lentur rencana minimum:

Metode DFBK: $P_u = 1{,}2\ P_D + 1{,}6\ P_L = 720$ kN

Metode DKI: $P_a = P_D + P_L = 480$ kN

Ukuran las maksimum dan minimum

Karena tebal pelat yang overlap adalah 6 mm, maka ukuran las maksimum yang dapat digunakan tanpa ketentuan khusus dalam Pasal J2.2b, adalah 4 mm yang dapat dipasang dalam posisi horizontal.

Berdasarkan SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Tabel J2.4, ukuran minimum las sudut berdasarkan ketebalan pelat 6 mm adalah 3 mm.

Panjang las yang dibutuhkan

Kekuatan las nominal per mm panjang ditentukan dari Pasal J2.4(a) adalah:

Gunakan ukuran las: w = 4 mm

F_{nw} = 0,6 F_{EXX} = 289,2 MPa

$$R_n = F_{nw}\left(\frac{w}{\sqrt{2}}\right) = 0{,}818\ \frac{\text{kN}}{\text{mm}}$$

Metode DFBK:

ϕ = 0,75 $L_{req} = \dfrac{P_u}{\phi R_n}$ = 1 173,621 mm atau diambil sebesar 600 mm per sisi

Metode DKI:

Ω = 2,00 $L_{req} = \dfrac{P_a \Omega}{R_n}$ = 1 173,621 mm atau diambil sebesar 600 mm per sisi

Gunakan L_w = 600 mm

Berdasarkan Pasal J2.2b, untuk las sudut yang hanya dipasang dalam arah longitudinal pada pelat yang mengalami tarik, panjang masing-masing las sudut tidak boleh lebih kecil daripada jarak tegak lurus antara kedua sisi las tersebut.

L_w = 600 mm > B_p = 400 mm (o.k.)

Berdasarkan Pasal J2.2b, periksa rasio panjang terhadap ukuran las, karena merupakan las sudut yang dibebani bagian ujungnya.

$\dfrac{L_w}{w}$ = 150 > 100

Sehingga Persamaan J2-1 harus diaplikasikan, dan panjang las meningkat, karena nilai β akan mereduksi kekuatan yang tersedia.

Coba panjang las, L_w = 700 mm

$\dfrac{L_w}{w}$ = 175 > 100

untuk rasio ini:

$$\beta = 1{,}2 - 0{,}002\left(\frac{L_w}{w}\right) = 0{,}85 < 1{,}0$$

Pemeriksaan ulang kekuatan las yang direduksi:

$R_{nw} = \beta R_n\, 2\, L_w$ = 973,398 kN

Metode DFBK:

ϕ = 0,75 $\phi\ R_{nw}$ = 730,048 kN > P_u = 720 kN

$\dfrac{P_u}{\phi R_{nw}}$ = 0,986 < 1,00 (o.k.)

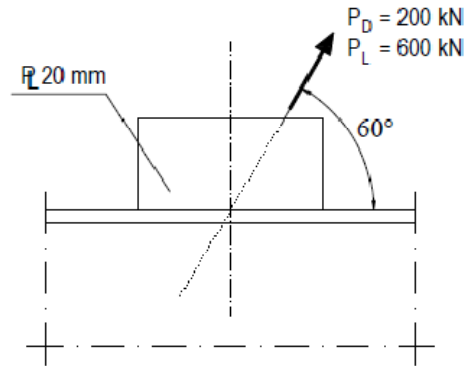
Metode DKI:

Ω = 2,00 $\dfrac{R_{nw}}{\Omega}$ = 486,699 kN > P_a = 480 kN

$\dfrac{\Omega P_a}{R_{nw}}$ = 0,986 < 1,00 (o.k.)

CONTOH J.2 LAS SUDUT YANG DIBEBANI DALAM ARAH MIRING

Desain sambungan las sudut pada sisi pelat buhul dengan tebal 20 mm yang menahan gaya 200 kN akibat beban mati dan 600 kN akibat beban hidup yang berarah 60^o terhadap sumbu las. Asumsikan tebal dan panjang balok dan pelat buhul mencukupi.

Elektroda las E70xx.

Solusi:

Tebal pelat buhul: t_p = 20 mm

Elektroda las: F_{EXX} = 482 MPa

Gaya tarik nominal: P_D = 200 kN P_L = 600 kN

Arah gaya: θ = 60^o

Berdasarkan Pasal 2 SNI 1727, *Beban minimum untuk perancangan bangunan gedung dan struktur lain*, kekuatan lentur desain minimum:

Metode DFBK: $P_u = 1{,}2\ P_D + 1{,}6\ P_L$ = 1200 kN

Metode DKI: $P_a = P_D + P_L$ = 800 kN

Asumsikan las sudut dengan ukuran 8 mm dipasang di kedua sisi pelat.

Berdasarkan SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Tabel J2.4, ukuran minimum las sudut berdasarkan ketebalan pelat 20 mm adalah 8 mm.

Gunakan ukuran las: w = 8 mm

Kekuatan geser las sudut per mm panjang

$$A_{we} = \frac{w}{\sqrt{2}} = 5{,}657 \text{ mm}$$

$$F_{nw} = 0{,}60F_{EXX}\left[1+0{,}5 sin(\theta)^{1,5}\right] = 405{,}737 \text{ MPa}$$

$$R_n = F_{nw}\ A_{we} = 2{,}295\ \frac{\text{kN}}{\text{mm}}$$

Panjang las yang dibutuhkan

Metode DFBK:

ϕ = 0,75 $L_{req} = \dfrac{P_u}{\phi R_n}$ = 697,108 mm atau diambil sebesar 350 mm per sisi

Metode DKI:

Ω = 2,00 $L_{req} = \dfrac{P_a \Omega}{R_n}$ = 697,108 mm atau diambil sebesar 350 mm per sisi

CONTOH J.3 KOMBINASI TARIK DAN GESER PADA SAMBUNGAN TIPE TUMPU

Baut A325-N berdiameter 20 mm menahan gaya tarik sebesar 14 kN akibat beban mati dan 42 kN akibat beban hidup, serta gaya geser sebesar 6 kN akibat beban mati dan 18 kN akibat beban hidup. Periksa kekuatan baut terhadap kombinasi tegangan-tegangan yang terjadi berdasarkan SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Persamaan J3-3a dan J3-3b.

Solusi:

Gaya tarik nominal: T_D = 14 kN T_L = 42 kN

Gaya geser nominal: V_D = 6 kN V_L = 18 kN

Berdasarkan Pasal 2 SNI 1727, *Beban minimum untuk perancangan bangunan gedung dan struktur lain*, kekuatan lentur desain minimum:

Metode DFBK: $T_u = 1{,}2\ T_D + 1{,}6\ T_L = 84$ kN

$V_u = 1{,}2\ V_D + 1{,}6\ V_L = 36$ kN

Metode DKI: $T_a = T_D + T_L = 56$ kN

$V_a = V_D + V_L = 24\ kN$

Kekuatan tarik baut

Baut yang mengalami kombinasi tarik dan geser, kekuatan tarik baut ditentukan berdasarkan kondisi batas tarik dan geser, berdasarkan SNI 1729, *Spesifikasi untuk gedung baja struktural* J3.7 sebagai berikut.

Berdasarkan Tabel J3.2,

F_{nt} = 620 MPa F_{nv} = 372 MPa

Diameter baut nominal: d_b = 20 mm

Luas penampang baut nominal: $A_b = \frac{\pi}{4} d_b^2$ = 314,159 mm^2

Tegangan geser yang tersedia ditentukan sebagai berikut dan harus sama atau lebih besar daripada tegangan geser perlu.

Metode DFBK:

ϕ = 0,75 $\phi\ F_{nv}$ = 279 MPa > $f_{rv.LRFD} = \frac{V_u}{A_b}$ = 114,592 MPa

Metode DKI:

Ω = 2,00 $\frac{F_{nv}}{\Omega}$ = 186 MPa > $f_{rv.ASD} = \frac{V_a}{A_b}$ = 76,394 MPa

Kekuatan tarik baut yang mengalami kombinasi tarik dan geser sebagai berikut:

Metode DFBK

$$F'_{nt.LRFD} = 1,3F_{nt} - \frac{F_{nt}}{\phi F_{nv}} f_{rv.LRFD} = 551,352 \text{ MPa} \quad < \quad F_{nt} = 620 \text{ MPa}$$

$R_{n.LRFD} = F'_{nt.LRFD}\ A_b$ = 173,212 kN

Untuk kombinasi tarik dan geser,

ϕ = 0,75 dari SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Pasal J3.7

Kekuatan tarik desain:

$\phi\ R_{n.LRFD}$ = 129,909 kN > T_u = 84 kN

$$\frac{T_u}{\phi R_{n.LRFD}} = 0,647$$

Metode DKI

$$F'_{nt.ASD} = 1,3F_{nt} - \frac{\Omega F_{nt}}{F_{nv}} f_{rv.ASD} = 551,352 \text{ MPa} \quad < \quad F_{nt} = 620 \text{ MPa}$$

$R_{n.ASD} = F'_{nt.ASD}\ A_b$ = 173,212 kN

Untuk kombinasi tarik dan geser,

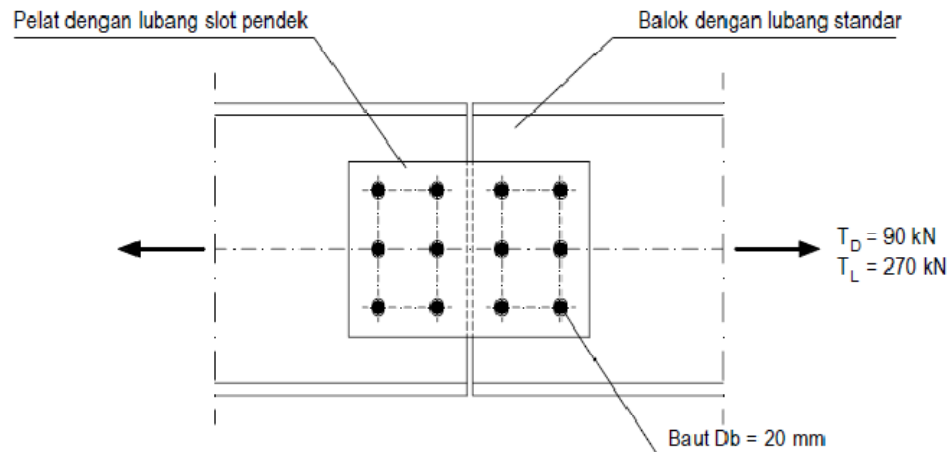
Ω = 2,00 dari SNI 1729, *Spesifikasi untuk gedung baja struktural* Pasal J3.7

Kekuatan tarik desain:

$$\frac{R_{n.ASD}}{\Omega} = 86,606 \text{ kN} \quad > \quad T_a = 56 \text{ kN}$$

$$\frac{\Omega T_a}{R_{n.ASD}} = 0,647 \quad < \quad 1,00 \quad \text{(o.k.)}$$

CONTOH J.4A   SAMBUNGAN SLIP-KRITIS DENGAN LUBANG SLOT PENDEK

Tentukan jumlah baut ASTM A325 berdiamater 20 mm dengan permukaan Kelas A yang dibutuhkan untuk memikul beban-beban seperti gambar di bawah. Pelat penyambung memiliki lubang slot pendek melintang arah beban dan tidak ada pengisi. Tentukan jumlah baut berdasarkan ketahanan slip saja.

Solusi:

Gaya tarik nominal: T_D = 90 kN T_L = 270 kN

Berdasarkan Pasal 2 SNI 1727, *Beban minimum untuk perancangan bangunan gedung dan struktur lain*, kekuatan lentur desain minimum:

Metode DFBK: $T_u = 1{,}2\ T_D + 1{,}6\ T_L = 540$ kN

Metode DKI: $T_a = T_D + T_L = 360$ kN

Berdasarkan SNI 1729 J3.8(a), ketahanan slip yang tersedia berdasarkan kondisi batas slip untuk lubang standar dan slot pendek yang tegak lurus arah beban, sebagai berikut:

Metode DFBK: $\phi = 1{,}00$ Metode DKI: $\Omega = 1{,}5$

$\mu = 0{,}30$ untuk permukaan Kelas A

$D_n = 1{,}13$

$h_f = 1{,}0$ terdapat tidak lebih dari satu pengisi

$T_b = 142$ kN berdasarkan Tabel J3.1

$n_s = 2$ jumlah bidang geser

$R_n = \mu D_n h_f T_b n_s = 96{,}276$ kN

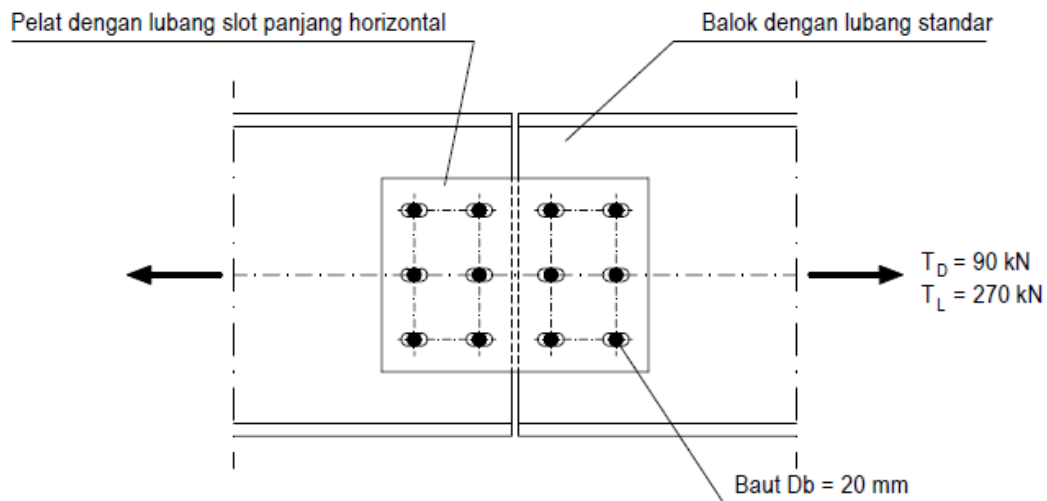
Jumlah baut yang dibutuhkan:

Metode DFBK: $n_b = \dfrac{T_u}{\phi R_n}$ = 5,609 gunakan 6 baut

Metode ASD: $n_b = \dfrac{\Omega T_a}{R_n}$ = 5,609 gunakan 6 baut

Catatan:
Dalam perencanaan sambungan, kondisi batas geser baut, tumpu baut, leleh tarik, putus tarik, dan geser blok harus diperhitungkan

CONTOH J.4B SAMBUNGAN SLIP-KRITIS DENGAN LUBANG SLOT PANJANG

Ulangi perhitungan Contoh J.4A tetapi pelat penyambung memiliki lubang slot panjang searah beban.

Solusi:

Gaya tarik nominal: T_D = 85 kN T_L = 255 kN

Berdasarkan Pasal 2 SNI 1727, *Beban minimum untuk perancangan bangunan gedung dan struktur lain*, kekuatan lentur desain minimum:

Metode DFBK: T_u = 1,2 T_D + 1,6 T_L = 510 kN

Metode DKI: T_a = T_D + T_L = 340 kN

Berdasarkan SNI 1729 J3.8(c), ketahanan slip yang tersedia berdasarkan kondisi batas slip untuk lubang slot panjang, sebagai berikut:

Metode DFBK: ϕ = 0,70 Metode DKI: Ω = 2,14

μ = 0,30 untuk permukaan Kelas A

D_n = 1,13

h_f = 1,0 terdapat tidak lebih dari satu pengisi

T_b = 142 kN berdasarkan Tabel J3.1 SNI 1729, *Spesifikasi untuk gedung baja struktural*

n_s = 2 jumlah bidang geser

$R_n = \mu \; D_u \, h_f \, T_b \, n_s$ = 96,276 kN

dengan:

R_n = kekuatan nominal dari mekanisme transfer yang berlaku, kN

μ = koefisien selip rata-rata untuk permukaan kelas A atau B, yang sesuai, atau seperti ditetapkan oleh pengujian

D_u = pada sambungan selip-kritis, pengali yang mencerminkan rasio baut pratarik rata-rata yang terpasang terhadap baut pratarik minimum yang disyaratkan

h_f = faktor untuk pengisi

T_b = gaya tarik minimum sarana penyambung yang diberikan Tabel J3.1, kips, atau J3.1M, kN

Jumlah baut yang dibutuhkan:

Metode DFBK:

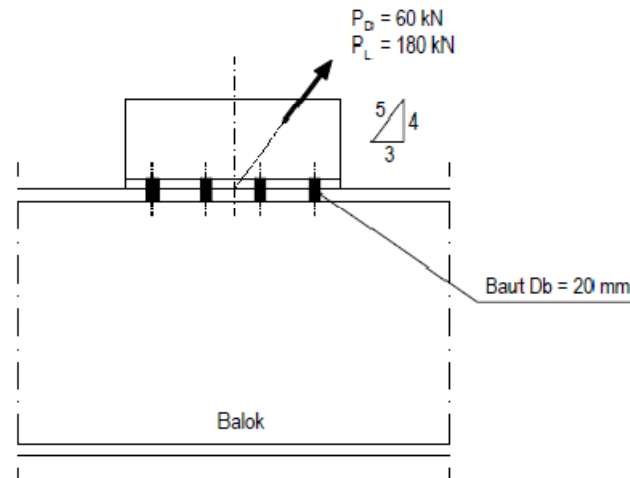
$n_b = \dfrac{T_u}{\phi R_n}$ = 7,568 gunakan 8 baut

Metode DKI:

$n_b = \dfrac{\Omega T_a}{R_n}$ = 7,557 gunakan 8 baut

Catatan Dalam perencanaan sambungan, kondisi batas geser baut, tumpu baut, leleh tarik, putus tarik, dan geser blok harus diperhitungkan

CONTOH J.5 KOMBINASI TARIK DAN GESER PADA SAMBUNGAN SLIP-KRITIS

Kelompok baut pada gambar di bawah ini memikul gaya tarik dan geser. Gunakan baut ASTM A325 berdiameter 20 mm dengan permukaan Kelas A dan lubang standar. Pada contoh ini baut hanya didesain terhadap ketahanan slip dan diasumsikan kekuatan balok dan pelat mencukupi. Periksa apakah baut-baut tersebut cukup kuat.

Solusi:

Gaya tarik nominal: P_D = 60 kN P_L = 180 kN

Arah beban: $\theta = a\tan\left(\frac{3}{4}\right)$

Berdasarkan Pasal 2 SNI 1727, *Beban minimum untuk perancangan bangunan gedung dan struktur lain*, kekuatan lentur desain minimum:

Metode DFBK: $P_u = 1{,}2\,P_D + 1{,}6\,P_L = 360$ kN

$T_u = P_u \sin(\theta) = 216$ kN

$V_u = P_u \cos(\theta) = 288$ kN

Metode DKI: $P_a = P_D + P_L = 240$ kN

$T_a = P_a \sin(\theta) = 144$ kN

$V_a = P_a \cos(\theta) = 192\ kN$

Berdasarkan SNI 1729 J3.8(c), ketahanan slip yang tersedia berdasarkan kondisi batas slip untuk lubang slot panjang, sebagai berikut:

D_b = 20 mm

μ = 0,30 untuk permukaan Kelas A

D_n = 1,13

n_b = 8 jumlah baut yang memikul beban

h_f = 1,0 terdapat tidak lebih dari satu pengisi

T_b = 142 kN berdasarkan Tabel J3.1
n_s = 1 jumlah bidang geser

Kekuatan tarik baut berdasarkan Pasal J3.6

Berdasarkan Tabel J3.2, kekuatan tarik nominal, F_{nt} = 620 MPa

$$A_b = \frac{\pi}{4} D_b^2 = 314{,}159 \text{ mm}^2$$

Kekuatan tarik nominal:

$R_{nt} = F_{nt} A_b$ = 194,779 kN

dengan:

F_{nt} = tegangan tarik nominal

A_b = luas tubuh baut tak-berulir nominal atau bagian berulir, mm^2 (in.^{2})

Kekuatan tarik desain satu baut

Metode DFBK:

$$\phi_t = 0{,}75 \qquad \phi_t R_{nt} = 146{,}084 \text{ kN} \qquad > \qquad \frac{T_u}{n_b} = 27 \text{ kN}$$

$$\frac{T_u}{n_b \phi_t R_{nt}} = 0{,}185 \qquad < \qquad 1{,}00$$

Metode DKI:

$$\Omega_t = 2{,}00 \qquad \frac{R_{nt}}{\Omega_t} = 97{,}389 \text{ kN} \qquad > \qquad \frac{T_a}{n_b} = 18 \text{ kN}$$

$$\frac{T_a\, \Omega_t}{n_b\, R_{nt}} = 0{,}185 \qquad < \qquad 1{,}00$$

Ketahanan slip satu baut berdasarkan Persamaan J3-4 dan Pasal J3.8

$R_n = \mu D_u h_f T_b n_s$ = 48,138 kN

dengan:

μ = koefisien slip rata-rata

D_u = 1,13; suatu pengali yang mencerminkan rasio dari rata-rata pratarik baut terpasang terhadap pratarik baut minimum yang disyaratkan

h_f = faktor untuk pengisi

T_b = gaya tarik minimum sarana penyambung (Tabel J3.1M, kN atau Tabel J3.1, kips)

n_s = jumlah bidang slip yang diperlukan untuk mengizinkan sambungan tersebut dengan slip

Metode DFBK:

ϕ_s = 1,00

$k_{sc} = 1 - \frac{T_u}{D_u T_b n_b}$ = 0,832 (Persamaan J3-5a, SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural*)

dengan:

T_u = gaya tarik yang diperlukan menggunakan kombinasi beban DFBK, kN

n_b = jumlah baut yang menahan gaya tarik yang diterapkan

$\phi_s R_n k_{sc} n_b$ = 320,304 kN > V_u = 288 kN

$\frac{V_u}{\phi_s R_n k_{sc} n_b}$ = 0,899 < 1,00

Metode DKI:

Ω_s = 1,50

$k_{sc} = 1 - \frac{1{,}5 T_a}{D_u T_b n_b}$ = 0,832 (Persamaan J3-5b, SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural*)

dengan:

T_a = gaya tarik yang diperlukan menggunakan kombinasi beban DKI, kN

n_b = jumlah baut yang menahan gaya tarik yang diterapkan

$\frac{R_n k_{sc} n_b}{\Omega_s}$ = 213,536 kN > V_a = 192 kN

$\frac{\Omega_s V_a}{R_n k_{sc} n_b}$ = 0,899 < 1,00

CONTOH J.6 KEKUATAN TUMPU PADA LUBANG DIBOR

Sebuah pin berdiameter 24 mm dipasang pada pelat dengan tebal 36 mm. Mutu baja pelat dengan F_y = 250 MPa. Tentukan kekuatan tumpu sambungan tersebut dengan mengasumsikan pin lebih kuat dari pada pelat.

Solusi:

Properti material baja:

F_y = 250 MPa $\quad$ F_u = 410 MPa $\quad$ E = 200 000 MPa

Tebal pelat: t_p = 36 mm

Diameter pin: d = 24 mm

Kekuatan tumpu ditentukan dari Pasal J7, SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* sebagai berikut:

Luas proyeksi bidang tumpu:

$A_{pb} = d\ t_p$ = 864 mm^2

Kekuatan tumpu nominal: (Persamaan J7-1 SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural*)

$R_n = 1{,}8\ F_y\ A_{pb}$ = 388,8 kN

dengan:

A_{pb} = luas penumpu terproyeksi, mm^2 (in.^{2})

F_y = tegangan leleh minimum yang disyaratkan, MPa (ksi)

Kekuatan tumpu desain:

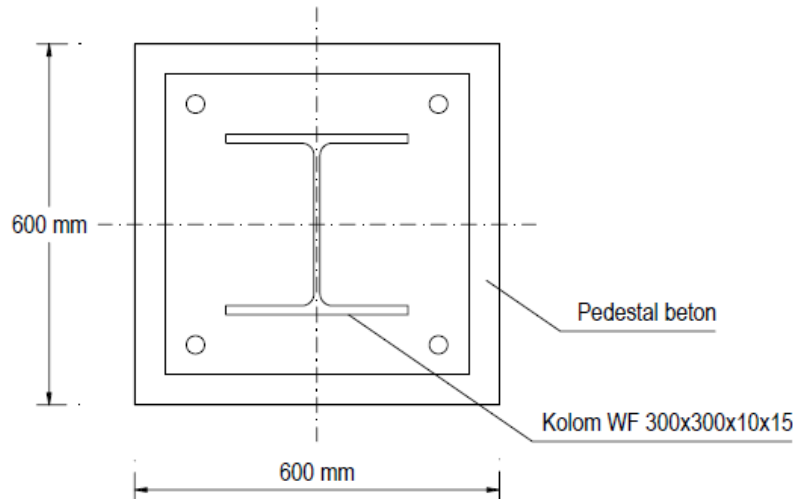
Metode DFBK:

ϕ = 0,75 $\quad$ ϕR_n = 291,6 kN

Metode DKI:

Ω = 2,00 $\quad$ $\dfrac{R_n}{\Omega}$ = 194,4 kN

CONTOH J.7 KEKUATAN TUMPU PELAT DASAR KOLOM PADA BETON

Sebuah kolom WF 300x300x10x15 menumpu pada pedestal beton berukuran 600 mm x 600 mm dengan $f_c^{'}$ = 27,5 MPa. Desain pelat dasar dengan mutu F_y = 50 MPa untuk memikul beban aksial tekan, P_D = 500 kN dan P_L = 1 500 kN.

Solusi:

Properti material baja:

F_y = 250 MPa F_u = 410 MPa E = 200 000 MPa

Dimensi kolom: d = 300 mm b_f = 300 mm t_w = 10 mm t_f = 15 mm

Mutu beton: $f_c^{'}$ = 27,5 MPa

Dimensi pedestal: B_{ped} = 600 mm

Gaya aksial tekan: P_D = 500 kN P_L = 1 500 kN

Berdasarkan Pasal 2 SNI 1727, *Beban minimum untuk perancangan bangunan gedung dan struktur lain*, kekuatan geser desain minimum:

Metode DFBK: $P_u = 1{,}2\ P_D + 1{,}6\ P_L$ = 3 000 kN

Metode DKI: $P_a = P_D + P_L$ = 2 000 kN

Desain dimensi pelat dasar berdasarkan Pasal J8 SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* mengasumsikan seluruh bagian menumpu pada beton.

Metode DFBK: ϕ_c = 0,65 $A_{1.req} = \dfrac{P_u}{\phi_c 0{,}85 f_c^{'}}$ = 197 449,609 mm^2

Metode DKI: Ω_c = 2,31 $A_{1.req} = \dfrac{\Omega_c P_a}{0{,}85 f_c^{'}}$ = 197 647,059 mm^2

Gunakan dimensi pelat dasar: B = 500 mm N = 500 mm

Periksa dimensi pelat dasar terhadap dimensi kolom dan ruang untuk angkur:

d + 2 (75 mm) = 450 mm < N = 500 mm

b_f + 2 (75 mm) = 450 mm < B = 500 mm

Luas pelat dasar:

$A_1 = N\,B$ = 250 000 mm^2

Kekuatan tumpu beton

Gunakan Persamaan J8-2 SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* karena pelat dasar menutupi kurang dari luas tumpuan beton.

Karena pedestal berbentuk persegi dan posisi pelat dasar konsentris, pedestal memiliki luas yang sama secara geometris

$A_2 = A_2 = B_{ped}^2$ = 360 000 mm^2

Kekuatan tumpu:

$$P_p = min\left[\left(0{,}85\,f_c'\,A_1\sqrt{\frac{A_2}{A_1}}\right), 1.7\,f_c'\,A_1\right] = 7\ 012{,}5\ \text{kN}$$

dengan

A_1 = Luas dari tumpuan baja konsentris pada suatu penumpu beton, mm^2 (in.^{2})

A_2 = Luas maksimum dari bagian permukaan yang menumpu secara geometris serupa dengan dan konsentris dengan luas yang dibebani, mm^2 (in.^{2})

f_c' = kekuatan tekan beton yang disyaratkan, MPa (ksi)

Metode DFBK:

ϕ_c = 0,65 $\phi_c\,P_p$ = 4 558,125 kN > P_u = 3 000 kN

$$\frac{P_u}{\phi_c \, P_p} = 0{,}658$$

Metode DKI:

Ω_c = 2,31 $\quad \frac{P_p}{\Omega_c}$ = 3 035,714 kN $\quad > \quad P_a$ = 2 000 kN

$$\frac{\Omega_c P_a}{P_p} = 0{,}659$$

Karena $\frac{A_2}{A_1}$ = 1,44 $\quad < \quad$ 4,0 $\quad$ batas atas Persamaan J8-2 tidak menentukan

$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$ = 1,2 $\quad$ mendekati 1,0, hasil perhitungan Persamaan J8-2 mendekati hasil Persamaan J8-1

Tebal pelat dasar yang dibutuhkan:

$$m = \frac{N - 0{,}95\, d}{2} = 107{,}5 \text{ mm}$$

$$n = \frac{B - 0{,}8\, b_f}{2} = 130 \text{ mm}$$

$$n' = \frac{\sqrt{d\, b_f}}{4} = 75 \text{ mm}$$

Metode DFBK:

$$X = \left[\frac{4\, d\, b_f}{\left(d + b_f\right)^2} \right] \frac{P_u}{\phi_c\, P_p} = 0{,}658$$

$\lambda = \frac{2\sqrt{X}}{1 + \sqrt{1 - X}}$ = 1,024 $\quad > \quad$ 1,0 $\quad$ Gunakan λ = 1,0

$\lambda \, . \, n'$ = 75 mm

ℓ = $max(m, n, \lambda n')$ = 130 mm

$$f_{pu} = \frac{P_u}{B\, N} = 12 \text{ MPa}$$

$$t_{min} = \ell\sqrt{\frac{2\,f_{pu}}{0{,}9\,F_y}} = 42{,}458 \text{ mm}$$

Metode DKI:

$$X = \left[\frac{4d\ b_f}{\left(d + b_f\right)^2}\right]\frac{\Omega_c P_a}{P_p} = 0{,}659$$

$$\lambda = \frac{2\sqrt{X}}{1+\sqrt{1-X}} = 1{,}025 \quad > \quad 1{,}0 \qquad \text{Gunakan} \quad \lambda = 1{,}0$$

$$\lambda\ n' = 75 \text{ mm}$$

$$\ell = max(m, n\ ,\ \lambda\, n') = 130 \text{ mm}$$

$$f_{pa} = \frac{P_a}{B\,N} = 8 \text{ MPa}$$

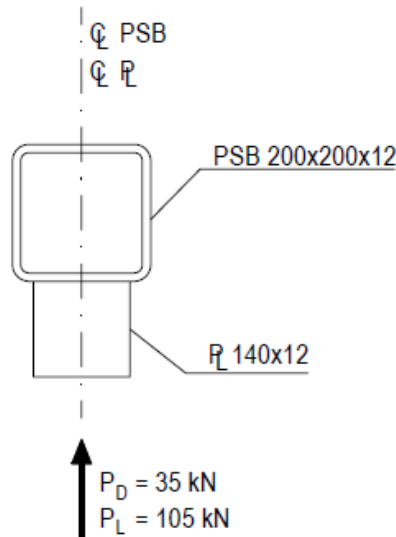
$$t_{min} = \ell\sqrt{\frac{3{,}33\,f_{pa}}{F_y}} = 42{,}437 \text{ mm}$$

Gunakan tebal pelat dasar 45 mm.

Perhitungan untuk gaya transversal dan longitudinal diterapkan untuk PSB diilustrasikan dalam Contoh K.1 dan K.2.

CONTOH K.1 PELAT TRANSVERSAL YANG DIBEBANI TEGAK LURUS PSB PERSEGI

Periksa kekuatan lokal kolom PSB persegi yang dibebani dalam arah tegak lurus melalui pelat dengan lebar 140 mm dan tebal 12 mm. Kolom menggunakan profil PSB 200x200x12 mengalami gaya tekan nominal $P_{D.kolom}$ = 240 kN dan $P_{L.kolom}$ = 720 kN.

Kekuatan lentur profil PSB tidak perlu ditinjau. Material baja dengan F_y = 250 MPa.

Solusi:

Properti material baja:

F_y = 250 MPa F_u = 410 MPa E = 200 000 MPa

Data profil PSB:

H = 200 mm B = 200 mm t = 12 mm

Data Pelat:

B_p = 140 mm t_p = 12 mm

Beban transversal: P_D = 35 kN P_L = 105 kN

Beban aksial tekan: P_{Dkolom} = 240 kN P_{Lkolom} = 720 kN

Batasan penggunaan SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Pasal K1.3

SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Tabel K1.2A memberikan batasan untuk penggunaan sambungan pelat-PSB persegi.

Kelangsingan dinding profil PSB:

$$\frac{B}{t} = 16,667 \quad < \quad 35 \quad \text{(o.k.)}$$

Rasio lebar:

$0,25 < \frac{B_p}{B} = 0,7 < 1,0$ (o.k.)

Kekuatan material:

F_y = 250 MPa < 360 MPa (o.k.)

Daktilitas:

$\frac{F_y}{F_u} = 0,61 < 0,8$ (o.k.)

Berdasarkan Pasal 2 SNI 1727, *Beban minimum untuk perancangan bangunan gedung dan struktur lain*, kekuatan lentur desain minimum:

Gaya transversal dari pelat:

Metode DFBK: $P_u = 1,2\ P_D + 1,6\ P_L = 210$ kN

Metode DKI: $P_a = P_D + P_L = 140$ kN

Gaya aksial kolom:

Metode DFBK: $P_{u.kolom} = 1,2\ P_{D.kolom} + 1,6\ P_{L.kolom} = 1\ 440$ kN

Metode DKI: $P_{a.kolom} = P_{D.kolom} + P_{L.kolom} = 960$ kN

Kekuatan leleh lokal yang dimiliki pelat berdasarkan Tabel K1.2

$$R_n = \frac{10}{\left(\frac{B}{t}\right)} F_y\ t\ B_p = 252 \text{ kN} < F_y\ t_p\ B_p = 420 \text{ kN} \quad \text{(o.k.)}$$

Metode DFBK:

$\phi = 0,95$ $\phi\ R_n = 239,4$ kN > $P_u = 210$ kN (o.k.)

$\frac{P_u}{\phi R_n} = 0,877 < 1,00$ (o.k.)

Metode DKI:

$\Omega = 1,58$ $\frac{R_n}{\Omega} = 159,494$ kN > $P_a = 140$ kN (o.k.)

$\frac{\Omega P_a}{R_n} = 0,878 < 1,00$ (o.k.)

Kelelehan geser (pons) PSB

Kondisi ini tidak perlu diperiksa jika $B_p > B - 2t$ atau $B_p < 0{,}85B$.

$B - 2t = 176$ mm $>$ $0{,}85B = 170$ mm

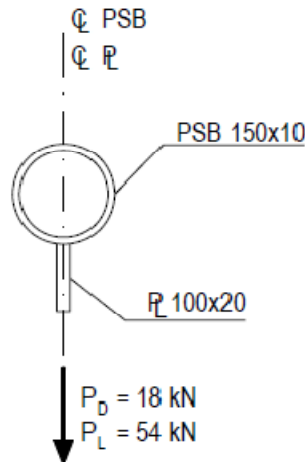
sehingga kondisi ini tidak menentukan

Kondisi batas lain

Kondisi batas lain yang dijelaskan dalam Tabel K1.2 diperhitungkan hanya jika $\beta = 1{,}0$.

Karena $B/B_p < 1{,}0$, kondisi batas tersebut tidak perlu diperhitungkan.

CONTOH K.2 PELAT LONGITUDINAL YANG DIBEBANI TEGAK LURUS PSB BUNDAR

Periksa kekuatan lokal kolom PSB bundar yang dibebani dalam arah tegak lurus melalui pelat dengan ukuran 100 mm x 100 mm dan tebal 20 mm. Kolom menggunakan profil PSB Bundar 150x10. Kekuatan lentur profil PSB tidak perlu ditinjau. Material baja dengan F_y = 250 MPa.

Solusi:

Properti material baja:

F_y = 250 MPa F_u = 410 MPa E = 200 000 MPa

Data profil PSB Bundar:

D = 150 mm t = 10 mm

Data Pelat:

B_p = 100 mm t_p = 20 mm

Beban transversal: P_D = 18 kN P_L = 54 kN

Batasan penggunaan SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Pasal K1.2

SNI 1729, *Spesifikasi untuk bangunan gedung baja struktural* Tabel K1.1A memberikan batasan untuk penggunaan sambungan pelat-PSB bundar.

Kelangsingan dinding profil PSB:

$$\frac{D}{t} = 15 \quad < \quad 50 \quad \text{(o.k.)}$$

Kekuatan material:

F_y = 250 MPa < 360 MPa (o.k.)

Daktilitas:

$\frac{F_y}{F_y} = 0,61 \qquad < \qquad 0,8 \qquad$ (o.k.)

Berdasarkan Pasal 2 SNI 1727, *Beban minimum untuk perancangan bangunan gedung dan struktur lain*, kekuatan lentur desain minimum:

Gaya transversal dari pelat:

Metode DFBK: $P_u = 1,2\ P_D + 1,6\ P_L = 108$ kN

Metode DKI: $P_a = P_D + P_L = 72$ kN

Kondisi batas plastifikasi PSB

Kondisi batas plastifikasi PSB ditentukan berdasarkan Tabel K1.1.

Panjang sambungan pelat: $\ell_b = 100$ mm

Berdasarkan Tabel K1.1, untuk permukaan PSB yang mengalami tarik: $Q_f = 1,0$

$$R_n = 5,5 F_y t^2 \left(1 + 0,25 \frac{\ell_b}{D}\right) Q_f = 160,417 \text{ kN}$$

Metode DFBK:

$\phi = 0,95 \qquad \phi R_n = 152,396$ kN $\qquad > \qquad P_u = 108$ kN $\qquad$ (o.k.)

$\frac{P_u}{\phi R_n} = 0,709 \qquad < \qquad 1,00 \qquad$ (o.k.)

Metode DKI:

$\Omega = 1,58 \qquad \frac{R_n}{\Omega} = 101,53$ kN $\qquad > \qquad P_a = 72$ kN $\qquad$ (o.k.)

$\frac{\Omega P_a}{R_n} = 0,709 \qquad < \qquad 1,00 \qquad$ (o.k.)